Design of Underground Construction Structure

地下建筑结构设计

王树理 主编
Wang Shuli

王树仁 孙世国 杨万斌 朱建明 副主编
Wang Shuren Sun Shiguo Yang Wanbin Zhu Jianming





清华大学出版社

地下建筑结构设计

王树理　主　编

王树仁　孙世国　杨万斌　朱建明　副主编

清华大学出版社

北　京

内 容 简 介

本书系统介绍了目前最主要的、流行的地下建筑结构设计种类、设计理论、设计原理、设计方法和设计规范，突出地下建筑支护结构的设计，旨在培养地下建筑结构的设计人才。全书共分10章，内容包括地下建筑结构及设计的概念；地下建筑结构设计的基本方法、设计内容、设计原则；地下建筑结构设计的计算理论；盾构法隧道衬砌结构设计；钻爆法隧道支护结构设计；非开挖顶管施工与设计；明挖基坑支护结构设计；沉井基础构造和结构设计计算；沉管结构设计计算；地下建筑工程降水与防水设计。

全书内容丰富、理论先进、设计可行，可作为大土木工程地下建筑工程本科生教材，供地下工程、地质工程、岩土工程等领域相关专业高校师生及广大科技工作者使用或参考。

图书在版编目（CIP）数据

地下建筑结构设计/王树理主编. —北京：清华大学出版社，2007.3
ISBN 978-7-302-14679-7

Ⅰ. 地… Ⅱ. 王… Ⅲ. 地下建筑物—结构设计 Ⅳ. TU93

中国版本图书馆CIP数据核字(2007)第021286号

责任编辑：徐晓飞 李 嫚
责任校对：赵丽敏
责任印制：

出版发行：清华大学出版社
http://www.tup.com.cn
c-service@tup.tsinghua.edu.cn
社 总 机：010-62770175
投稿咨询：010-62772015

地 址：北京清华大学学研大厦A座
邮 编：100084
邮购热线：010-62786544
客户服务：010-62776969

印 刷 者：清华大学印刷厂
装 订 者：
经 销：全国新华书店
开 本：203×253 **印张**：15 **字数**：357千字
版 次：2007年3月第1版 **印次**：2007年3月第1次印刷
印 数：1～ 000
定 价： .00元

本书如存在文字不清、漏印、缺页、倒页、脱页等印装质量问题，请与清华大学出版社出版部联系调换。联系电话：010-62770177转3103 产品编号：023733-01

前　言

“地下建筑结构设计”是高等院校大土木工程专业主干课程之一。根据教育部新的普通高等院校本科专业目录，原建筑工程、交通土建工程、桥梁工程、地下工程等多个专业合并为大土木工程专业。为改变目前地下工程专业偏重于施工工艺方法的教学现状，由中国地质大学(北京)组织，联合国内 4 所高校地下工程专业方向教学、科研经验丰富的师资力量，基于近年来国内外地下工程领域的最新理论和工程技术成果，共同编写了《地下建筑结构设计》普通高校本科教材。

本书重点突出地下建筑结构设计基本概念、基本理论与基本方法的教学，应用范围涉及地下工程、交通运输工程、采矿工程、岩土工程和城市建设等众多工程学科，是适用于各类与地下工程专业相关的全国通用教材，也是大土木工程专业下地下工程的主干教材。本书的编写注重教材的基础性、通用性、实用性、新颖性和先进性，结合工程实例展开教学，使学生在实战中提高分析问题、解决问题的能力。在策划和编写过程中，尽可能采用各个大学已经出版的教材资料以及专家、学者在教学、科研、设计和施工中积累的资料，以使《地下建筑结构设计》一书在理论、术语和符号与目前的教材资料相统一。由于篇幅有限，书末列出了主要文献目录，在此感谢相关文献资料的作者、编者。本教材由中国地质大学(北京)王树理主编，王树仁(燕山大学)、孙世国(北方工业大学)、杨万斌(河北工程大学)和朱建明(北京航空航天大学)副主编完成。各章节编写内容分工为：

前言、第 1 章——王树理；

第 2 章——王树仁、孙世国；

第 3 章——王树理、王树仁；

第 4 章——王树理、冉恒谦；

第 5 章——王树理、朱建明；

第 6 章——杨万斌、王树理；

第 7 章——孙世国、朱建明；

第 8 章——孙世国、杨万斌；

第 9 章——杨万斌、王树仁；

第 10 章——朱建明、杨万斌。

全书由王树理统稿。在本书的编写和出版过程中，得到了参编院校和有关领导的大力支持和帮助，在此深表谢意！限于编者的水平和时间，对书中谬误和不当之处，敬请批评指正，以期在以后的再版中不断改进和完善。

编　者

2006 年 10 月

目　录

第1章

绪 论

1.1 地下建筑结构概念和特点

地下建筑结构是指在地面以下保留或回填上部地层，在地下空间内修建能够提供某种用途的建筑结构物。

1.1.1 工程特点

地下建筑结构设计不同于地上建筑结构设计，其设计的工程特点表现在：

（1）地下空间内建筑结构替代了原来的地层，建筑结构承受了原本由地层承受的荷载。在设计和施工过程中，要最大限度发挥地层自承载能力，以便控制地下建筑结构的变形、降低工程造价。

（2）在受载状态下构建地下空间结构物，地层荷载随着施工进程发生变化，因此，设计要考虑最不利的荷载工况。

（3）作用在地下建筑结构上的地层荷载，应视地层介质的地质情况合理概化确定。对于土体一般可按松散连续体计算；而对岩体，首先查清岩体的结构、构造、节理、裂隙等发育情况，然后确定按连续或非连续介质处理。

（4）地下水状态对地下建筑结构的设计和施工影响较大。设计前必须弄清地下水的分布和变化情况，如地下水的静水压力、动水压力、地下水的流向、地下水的水质对结构物的腐蚀影响等。

（5）地下建筑结构设计要考虑结构物从开始构建到正常使用以及长期运营过程的受力工况，注意合理利用结构反力作用，节省造价。

（6）在设计阶段获得的地质资料，有可能与实际施工揭露的地质情况不一样，因此，在地下建筑结构施工过程中，应根据施工的实时工况，随时修改设计。

（7）地下建筑结构的围岩既是荷载的来源，在某些情况下又与结构共同构成承载体系。

（8）当地下建筑结构的埋置深度足够大时，由于地层的成拱效应，结构所承受的

围岩垂直压力总是小于其上覆地层的自重压力。地下结构的荷载与众多的自然和工程因素有关,它们的随机性和时空效应明显而且往往难以量化。

1.1.2 设计特点

地下建筑结构的设计方法与地上建筑结构的设计方法相比,其设计特点有以下几个方面:

(1) 基础设计

① 深基础的沉降计算要考虑土的回弹再压缩的应力应变特性;

② 处于高水位地区的地下工程应考虑基础底板的抗浮问题;

③ 厚板基础设计,如筏型基础的板厚设计,应根据建筑荷载和建筑物上部结构状况以及地层的性能,按照上部结构与地基基础协同工作的方法确定其厚度及配筋。

(2) 墙板结构设计

地下建筑结构的墙板设计比地上建筑结构要复杂得多,作用在地下建筑结构外墙板上的荷载(作用力)分为垂直荷载(永久荷载和各种活荷载)、水平荷载(施工阶段和使用阶段的土体、水压力以及地震作用力)、变形内力(温度应力和混凝土的收缩应力等),设计工作应根据不同的施工阶段和最后使用阶段,采用最不利的组合和板的边界条件,进行结构设计。

(3) 明挖与暗挖结构设计

地下建筑结构的明挖可采用钢筋混凝土预制件或现浇钢筋混凝土结构,而暗挖法施工一般采用现浇钢筋混凝土拱形结构。

(4) 变形缝的设置

地下建筑结构中设变形缝最难处理的是防水问题,所以,地下建筑结构一般尽量避免设变形缝。即使在建筑荷载不均匀可能引起建筑物不均匀沉降的情况下,设计上也尽可能不采用沉降缝,而是通过局部加强地基、用整片刚性较大的基础、局部加大基础压力增加沉降或调整施工顺序等来得到整体平衡的设计方法,使沉降协调一致。地下结构环境温差变化较地上结构小,温度伸缩缝间距可放宽,也可以通过采用结构措施来控制温差变形和裂缝,以避免因设置伸缩缝出现的防水难题。

(5) 其他特殊要求

地下建筑结构设计还应考虑防水、防腐、防火、防霉等特殊要求的设计。

1.2 地下建筑结构分类和形式

根据地下空间的特点,地下建筑结构按用途、几何形状和埋深的分类见表 1-1～表 1-3。

表 1-1 地下建筑结构按用途分类

序 号	用 途	功 能
1	工业民用	住宅、工业厂房等
2	商业娱乐	地下商业城、图书馆等
3	交通运输	隧道、地铁、地下停车场等

续表

序　号	用　途	功　能
4	水利水电	电站输水隧道、农业给排水隧道等
5	市政工程	给水、污水、管路、线路、垃圾填埋等
6	地下仓储	食物、石油及核废料存储等
7	人防军事	人防工事、军事指挥所、地下医院等
8	采矿巷道	矿山运输巷道和开采巷道等
9	其他	其他地下特殊建筑

表 1-2　地下建筑结构按几何形状分类

几何形状	施工形式		方向	几何形状	施工形式		方向
	钻孔或竖井	挖掘	垂直或倾斜		洞室或洞穴	天然或挖掘	水平或倾斜
	隧道或微型隧道	天然或挖掘	水平或倾斜或螺旋		堑壕或露天矿	明挖	倾斜或垂直

表 1-3　地下建筑结构按埋深分类

名称	埋深范围/m			
	小型结构	中型结构	大型运输系统结构	采矿结构
浅埋	0～2	0～10	0～10	0～100
中深	2～4	10～30	10～50	100～1 000
深埋	＞4	＞30	＞50	＞1 000

典型的地下建筑形式如下。

1.2.1　居民住宅

窑洞可能是人类使用地下建筑结构最古老的形式。图 1-1 为我国农村地下黄土窑洞。世界上许多地区的宗教和超常规使用的场所也被安排到地下，如图 1-2、图 1-3 所示。图 1-2 为哥伦比亚锡帕基拉(Zipaquira)地下盐洞大教堂入口。图 1-3 为印度建在岩石中的阿楼拉(Ellora)佛教寺庙。

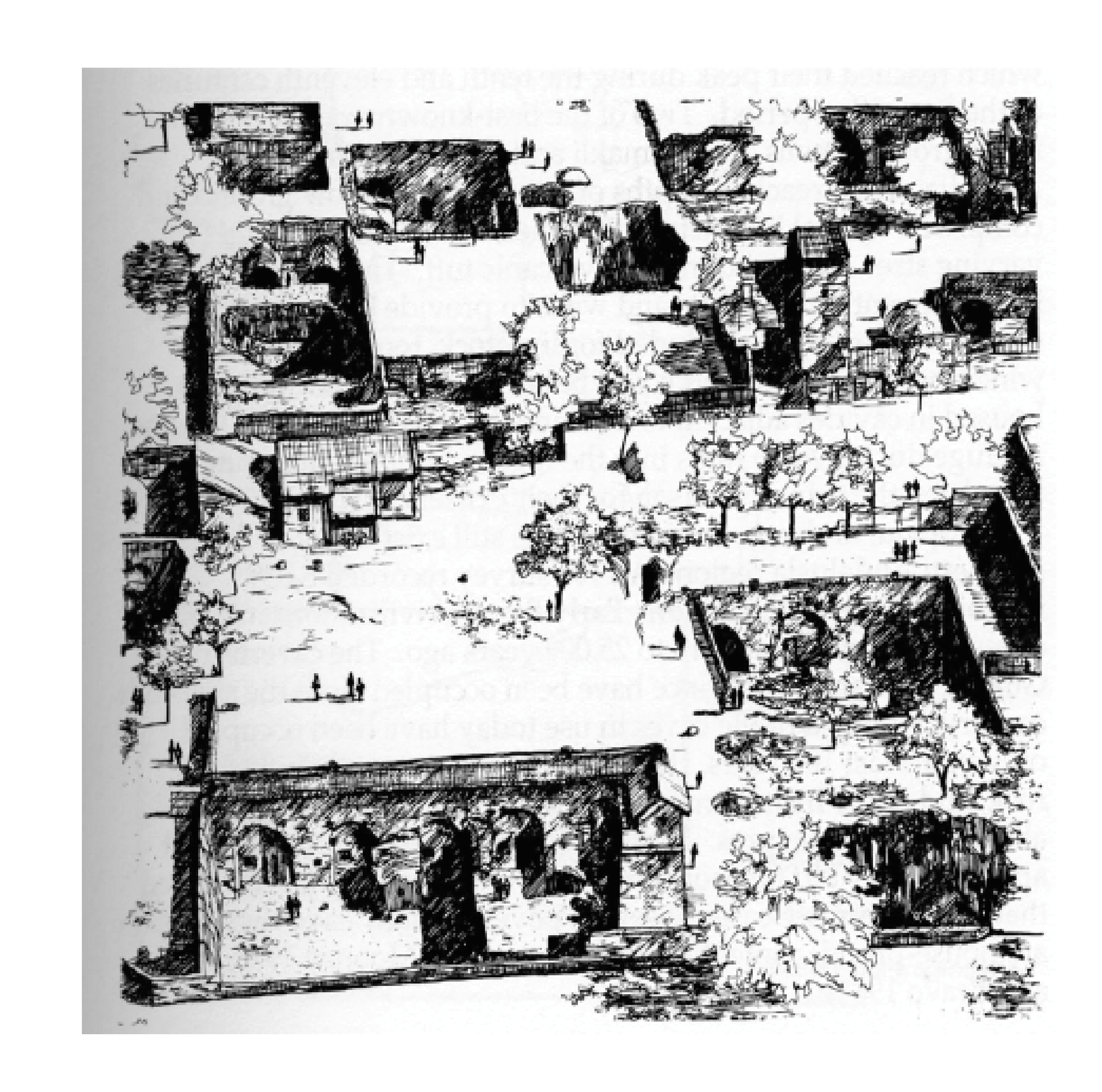


图 1-1　我国农村地下黄土窑洞

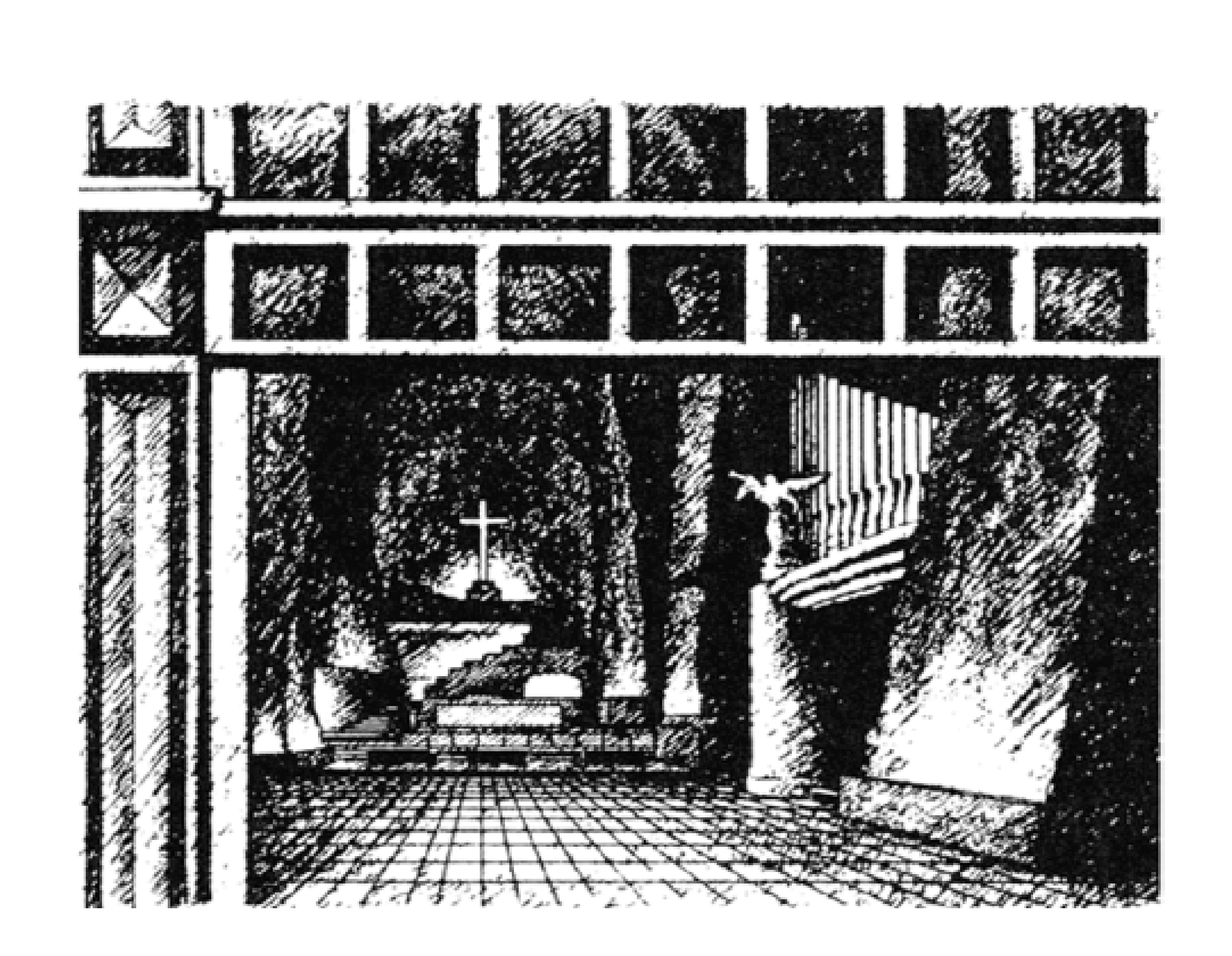


图 1-2　哥伦比亚锡帕基拉地下盐洞大教堂入口（Pinzon-Isaza，1983 年）

1.2.2　娱乐场所

地下建筑娱乐场所包括天然洞室探险、旅游观光、运动设施和社区中心。

图 1-4 是前捷克斯洛伐克的旅游小船穿过迈查尔（Machocha）溶洞。

图 1-5 是挪威加尔克（Gjorvik）地下游泳池。

图 1-6 是加拿大蒙特利尔（Montreal）地下步行街网络布置图（部分）。

图 1-7 是法国巴黎亚乐（Les Halles）地下街。

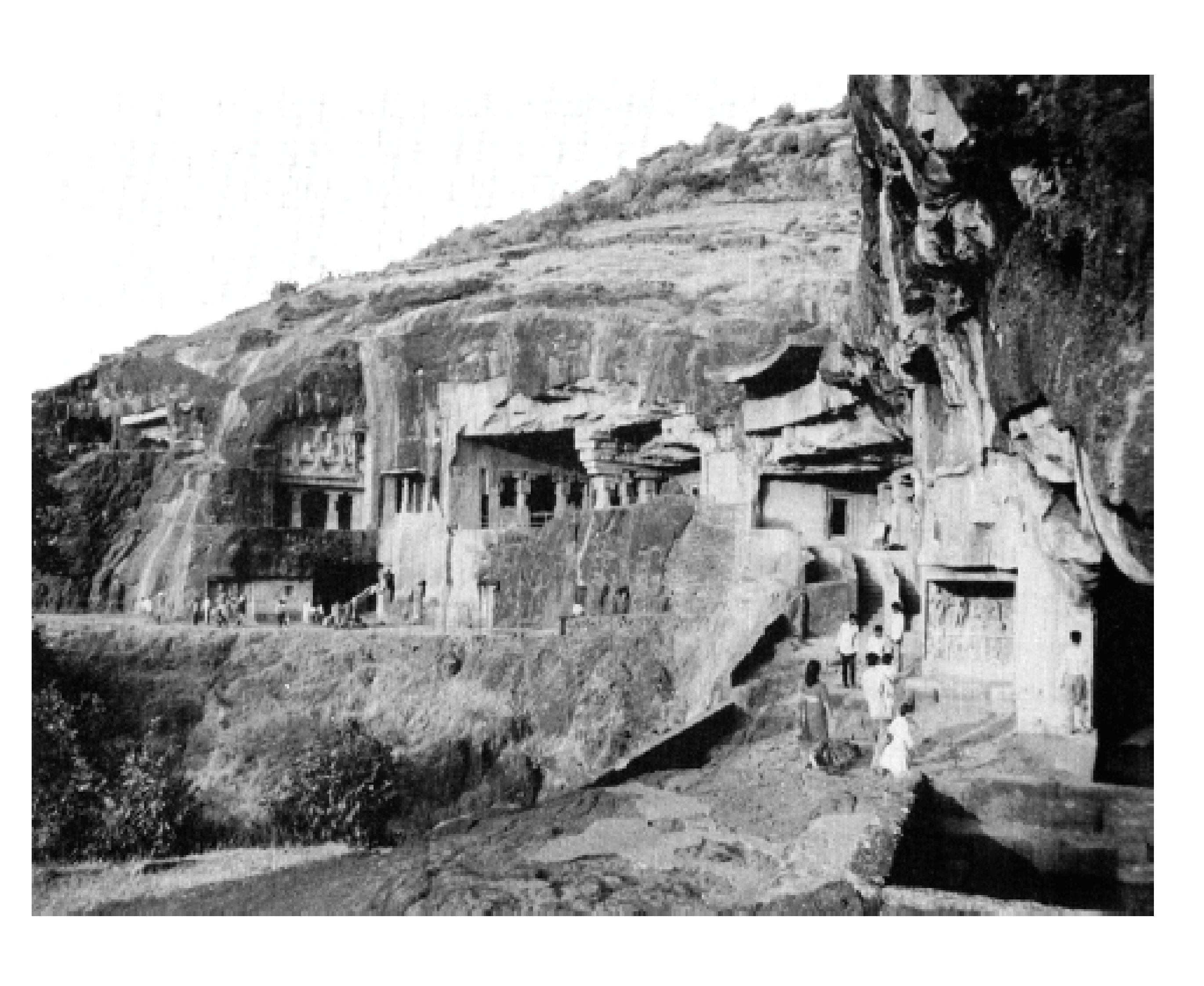


图 1-3　印度建在岩石中的阿楼拉佛教寺庙

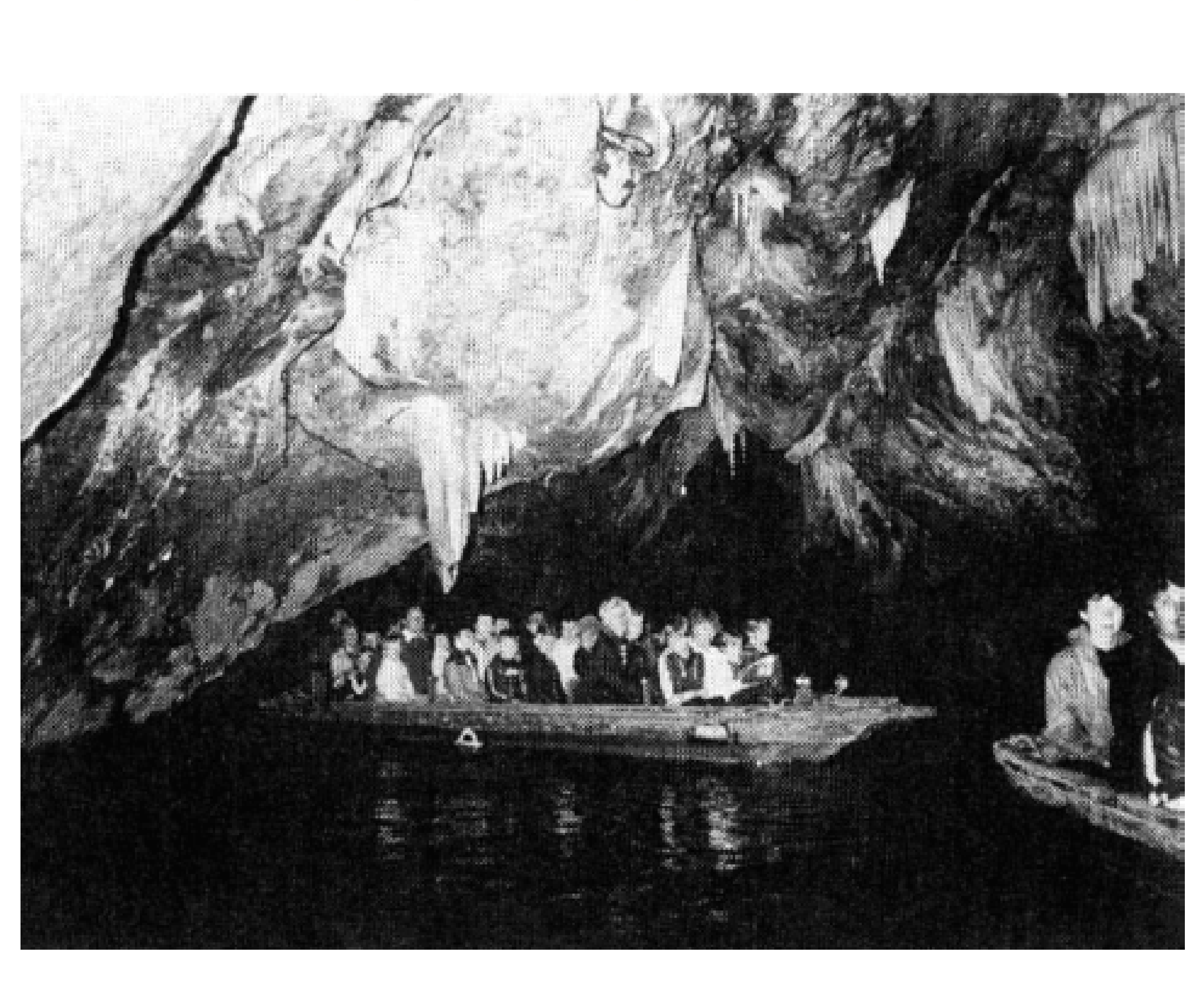


图 1-4　前捷克斯洛伐克的旅游小船穿过迈查尔洞室

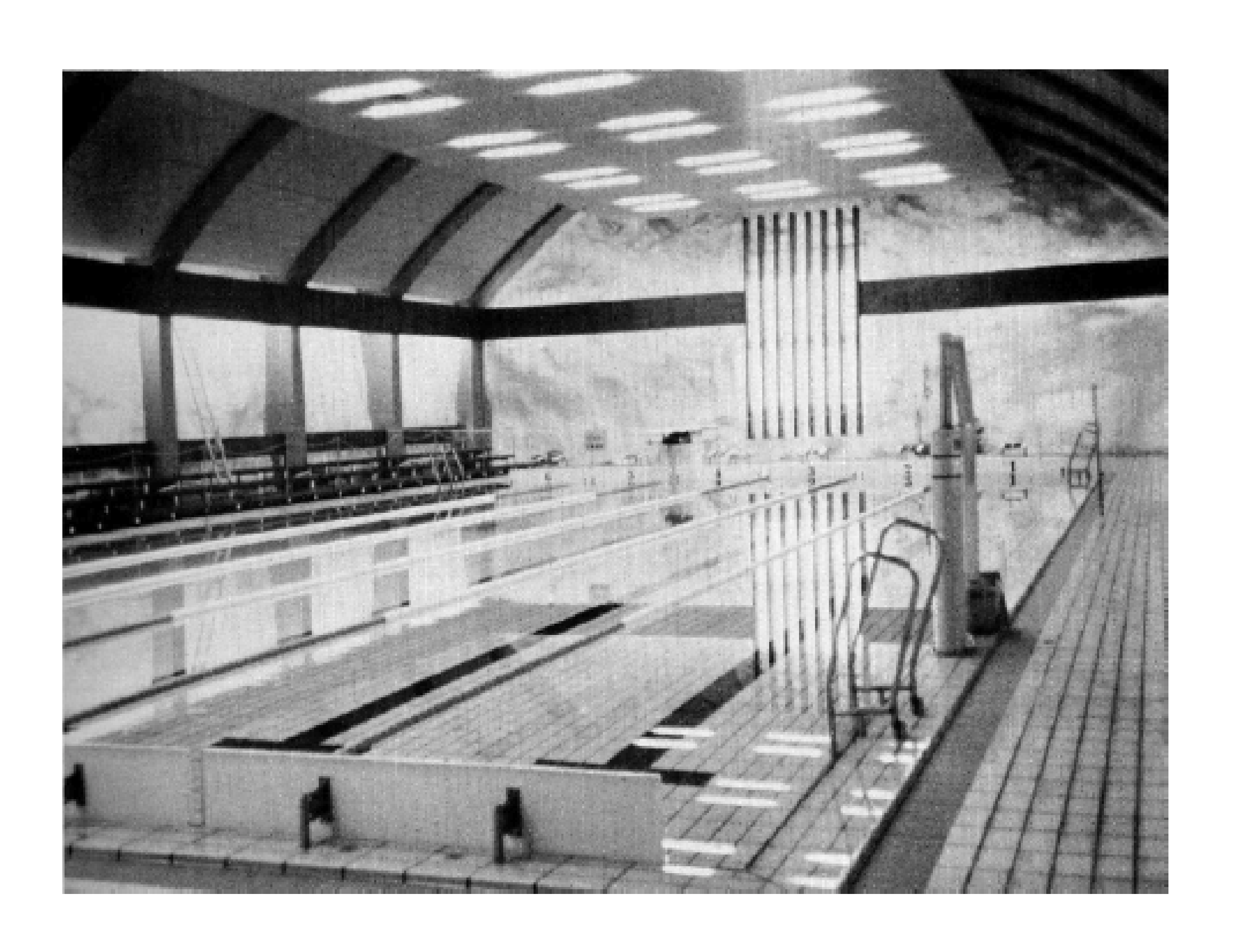


图 1-5　挪威加尔克的地下游泳池

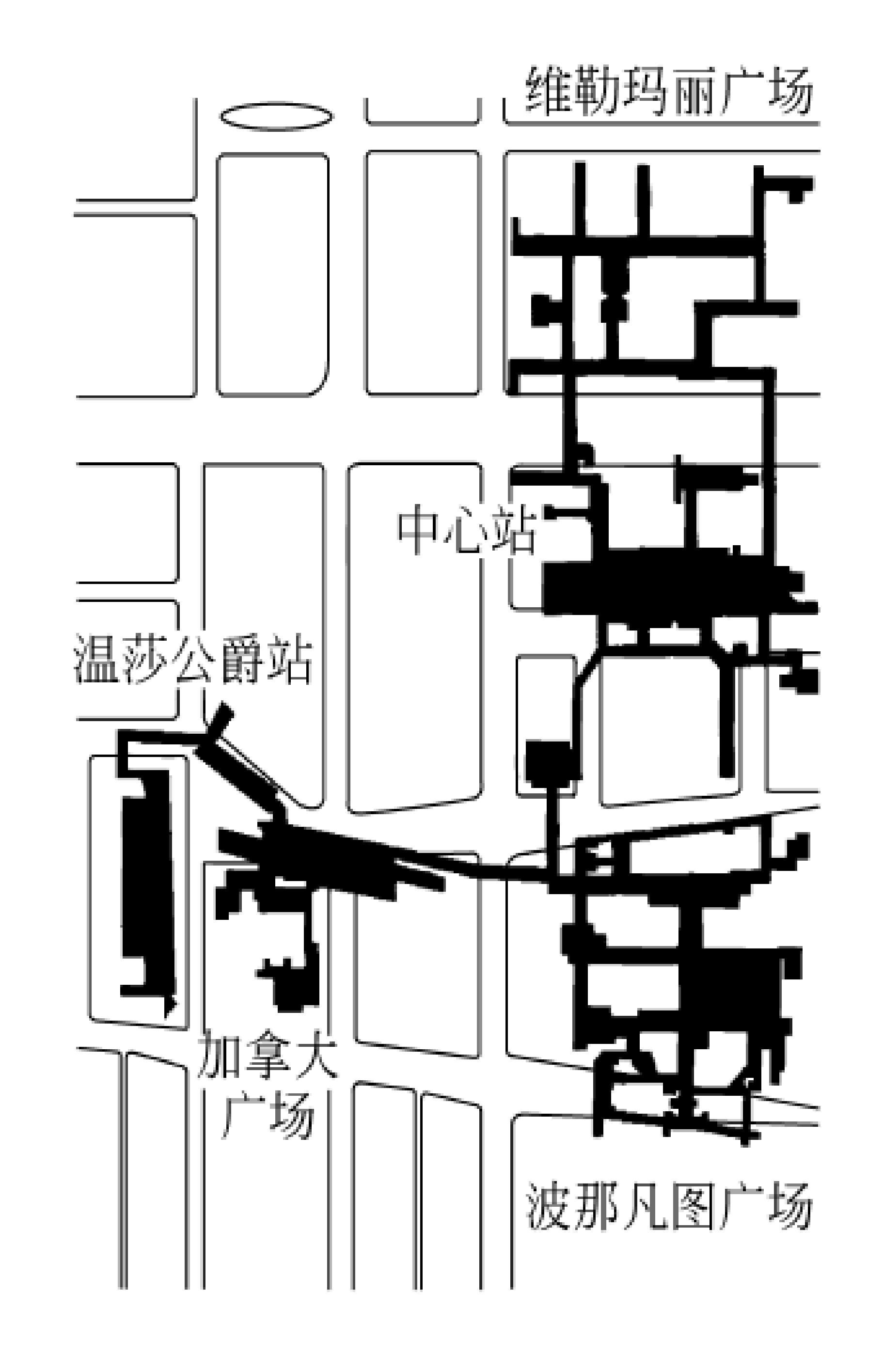


图 1-6　加拿大蒙特利尔地下步行街网络布置图(部分)



图 1-7　法国巴黎亚乐地下街

1.2.3　商业与教育设施建筑物

地下商业建筑物包括游览设施、展览馆和图书馆等。如建在哈佛大学校园里的内森・汞撒利・蒲赛(Nathan Mersh Pusg)图书馆(图 1-8)；英国牛津大学的拉德克利夫(Radcliffe)科学图书馆和日本东京七层深的国家国会图书馆。

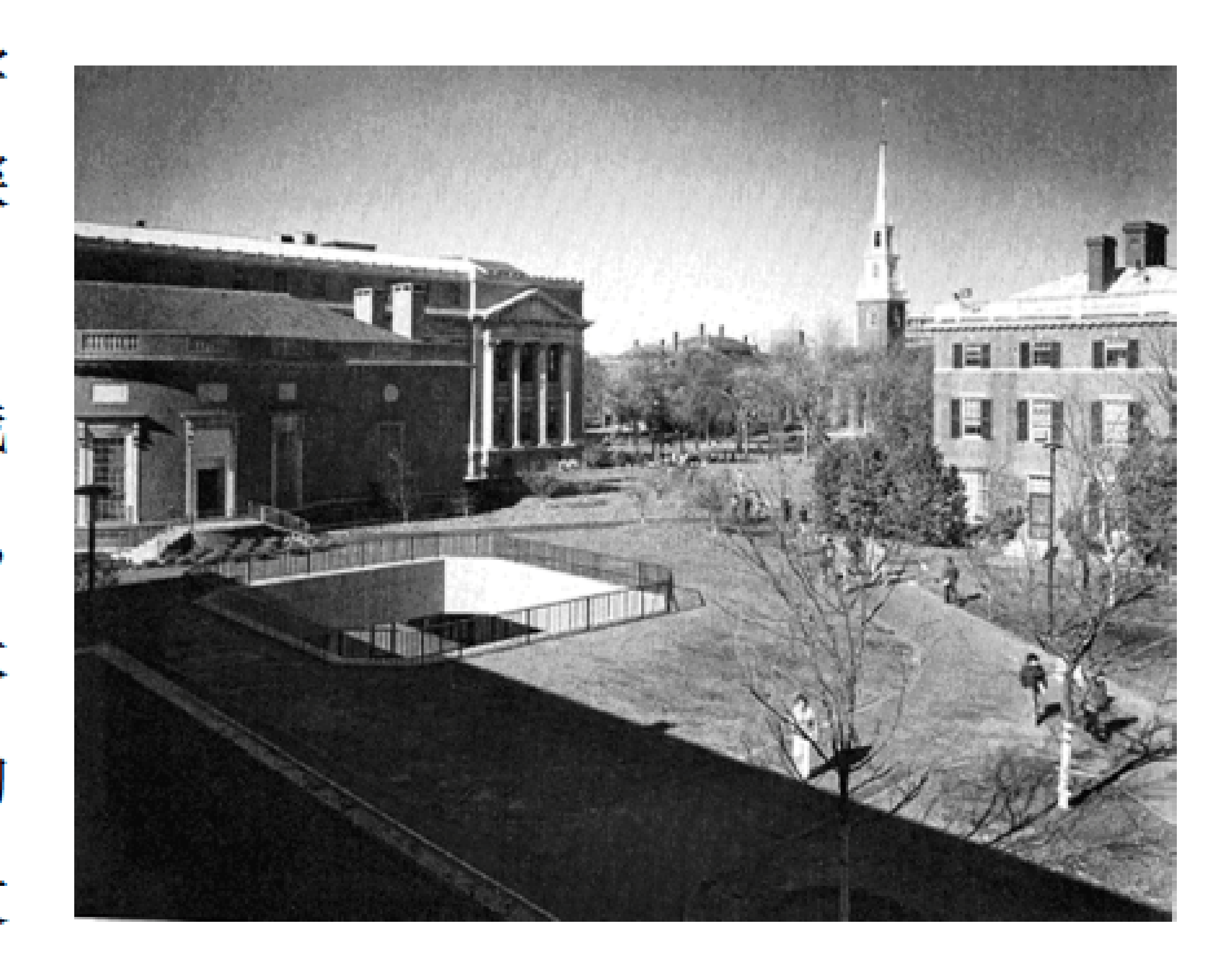


图 1-8　哈佛大学蒲赛图书馆

教育设施建筑在地下建筑中占有重要地位，一般是浅埋明挖式建筑物，以防范火灾，使人容易从安全出口逃脱，如图 1-9、图 1-10。明尼苏达大学的民用与矿产工程技术大楼，就是针对校园地表空间的拥挤和明尼苏达州恶劣的天气而修建的。该工程表明在明尼阿波利斯圣保罗开发地下空间存在巨大潜能。

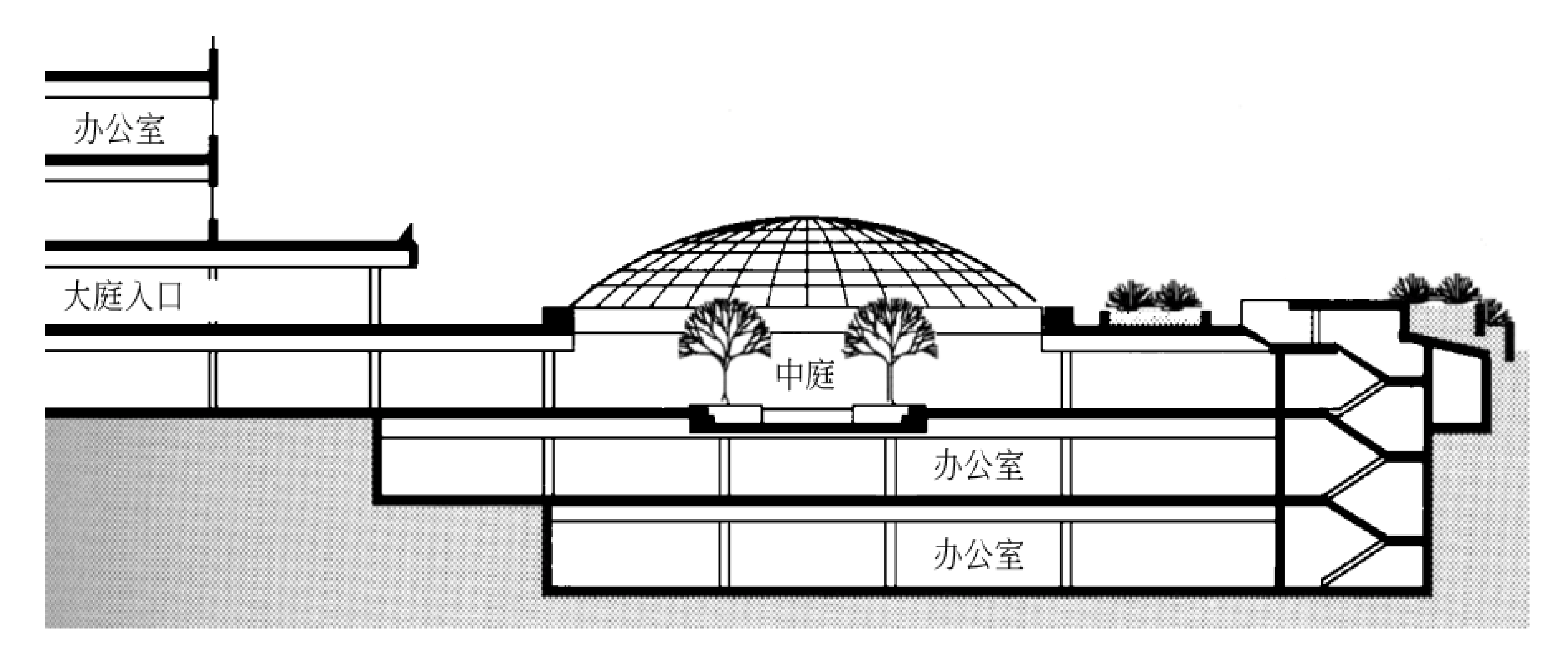


图 1-9　美国内布拉斯加州奥马哈建筑群

在芬兰的一个技术研究中心,一座由几个大型岩体洞室组成的地下研究实验室正常有 50 人在工作,但是在紧急避护时,它设计可容纳 6 000 人。

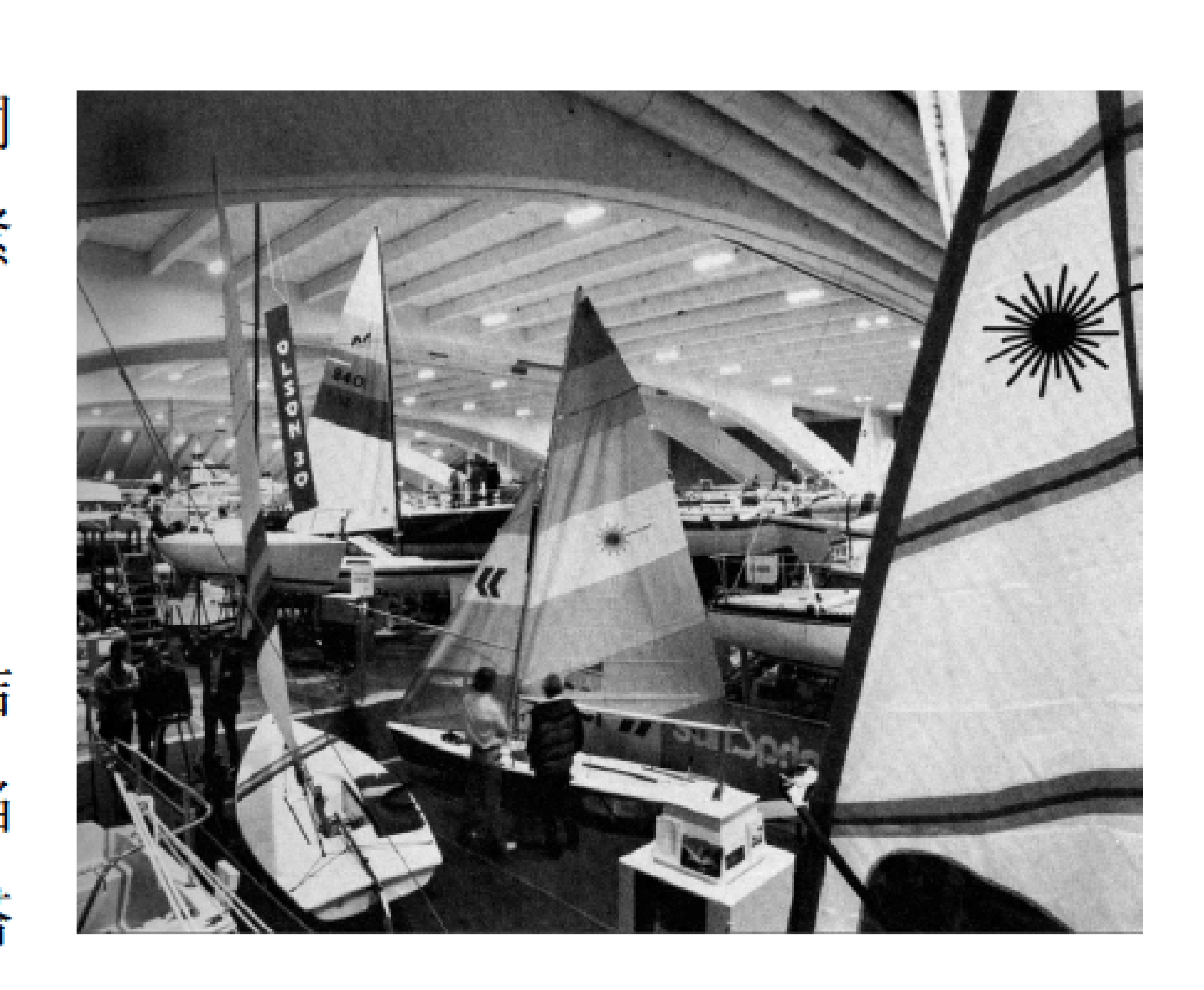


图 1-10　加利福尼亚旧金山莫斯科(Moscone)会议中心

1.24　特殊设施

位于明尼苏达州橡树公园山庄的保密监狱,其部分结构建于地下,如图 1-11。该监狱设置在一个浅狭谷的凹陷处,监狱外墙处于四周斜坡监视下,高大的外墙及观望塔也起着威慑作用,绝对安全。

在法国、印度、意大利、日本和美国,重大粒子物理实验等国家级研究设施都建在岩洞和隧道中。巨大的粒子碰撞实验室也建在地下,以避免偏高的辐射和从磁场逸出的加速电子束产生严重后果。

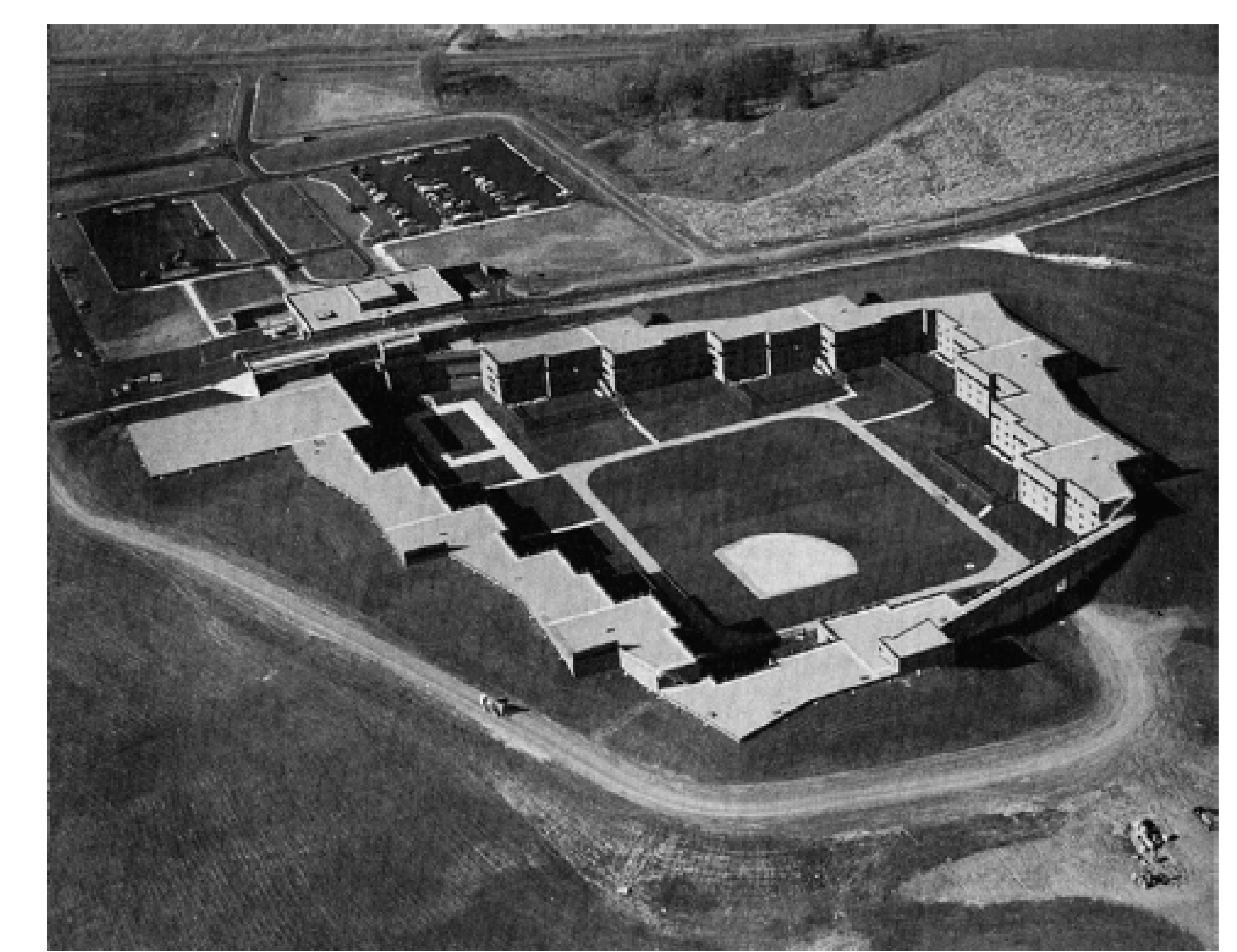


图 1-11　明尼苏达州橡树公园监狱

在世界范围内的许多城市,有许多医疗设施和紧急事件应急设施也都建在地下。除满足民防要求,也用作和平时期的医院。例如,上海考虑民防要求,在地下建有一个 430 个床位的医院。2006 年上海地下掩体改建 90 000m^2,紧急时可容纳 20 万人在里面生活 7～15 天。

1.25　地下停车场

大城市修建地下停车场比较普遍。在大型交际活动场所,需要配套大量停车的地方,为了不破坏地表环境和大量占地,修建地下停车场成为解决方案之一。图 1-12 是法国巴黎地下停车场入口。

1.26　工业设施

工业设施是否建在地下,通常考虑三个因素:

(1) 战时保护;

(2) 地下环境的特殊属性;

(3) 合理使用或降低费用。



图 1-12　法国巴黎地下停车场入口

"二战"期间,许多工业设施被迁到地下,以躲避空中侦探或者提供保护以避免被轰炸。在英格兰和伦敦,一些区域的地下系统被转换成了最高机密的工厂。德国于 1942 年 5 月签发了一项法令,使整个德国的航空业全面分散到地下。地下结构采用了跨度约 200m 的大跨土层覆盖壳结构。

在“二战”中，日本也修建了超过 28 000m^2 的地下工厂。

除了安全保护，可利用地下结构潜在的特殊属性，如稳定的热环境、低振动、有效控制通风、低渗透、岩石洞室抗地面荷载能力等。此外，从美学意义出发促使一些工业设施全部或部分建在地下。

1.27　军事及民防设施

安全防卫及军事使用经常与地下使用相互联系。由于有限的进入点并在轰炸下得以保护，地下设施能提供安全的庇护。如导弹筒仓、地下潜水艇基地、弹药储库和一些多样性的特殊化设施。世界上许多国家，已经逐步建立核爆炸和原子辐射掩体，以避免核打击和提供核反击的保护措施。美国较大的军事指挥中心都建在深部的地下空间。例如，科罗拉多州的北美防空联合司令部(NORAD)，入口如图 1-13。图 1-14 是瑞典建在岩石中的潜水艇库室。

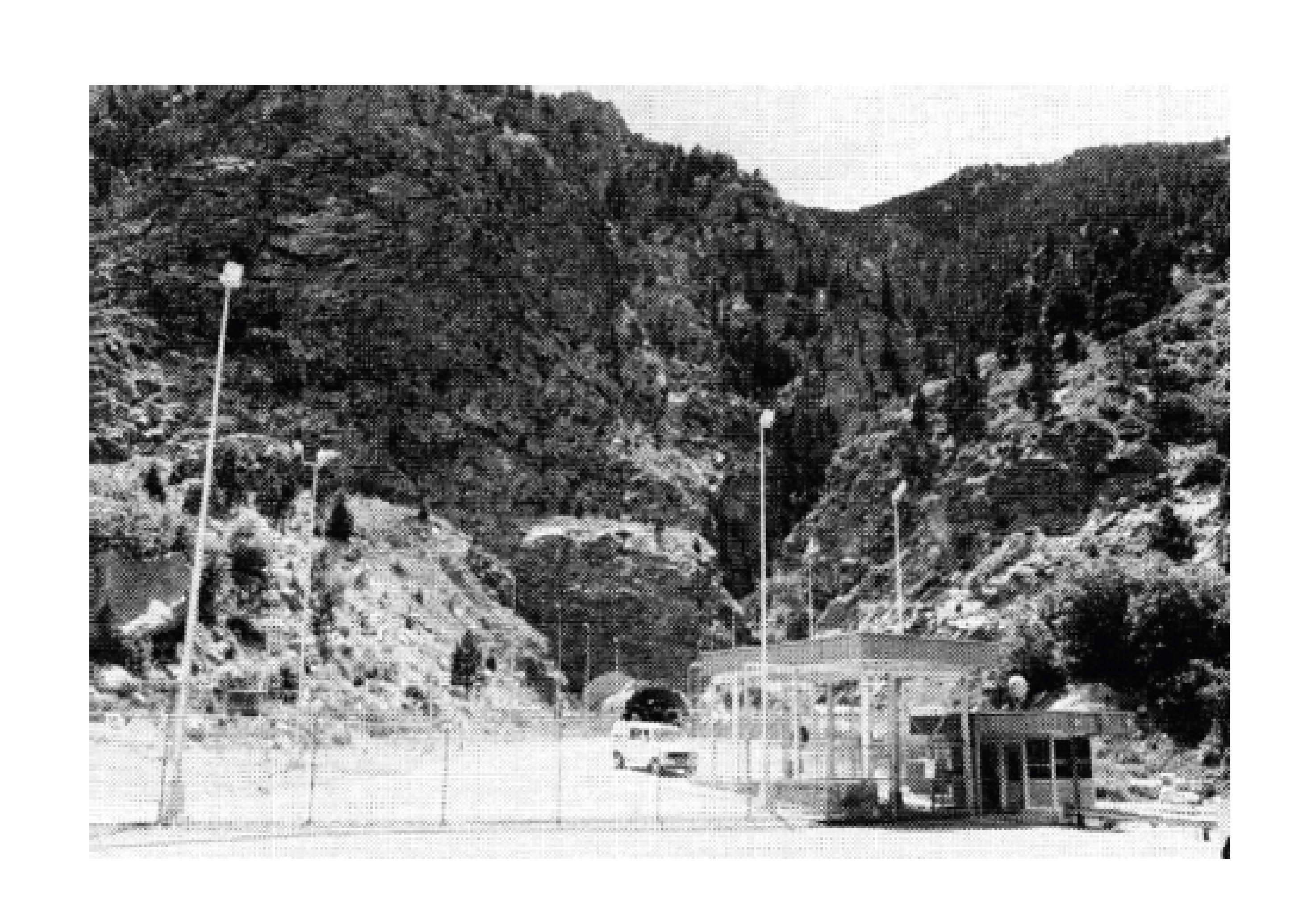


图 1-13　美国科罗拉多州北美防空联合司令部防空指挥部入口

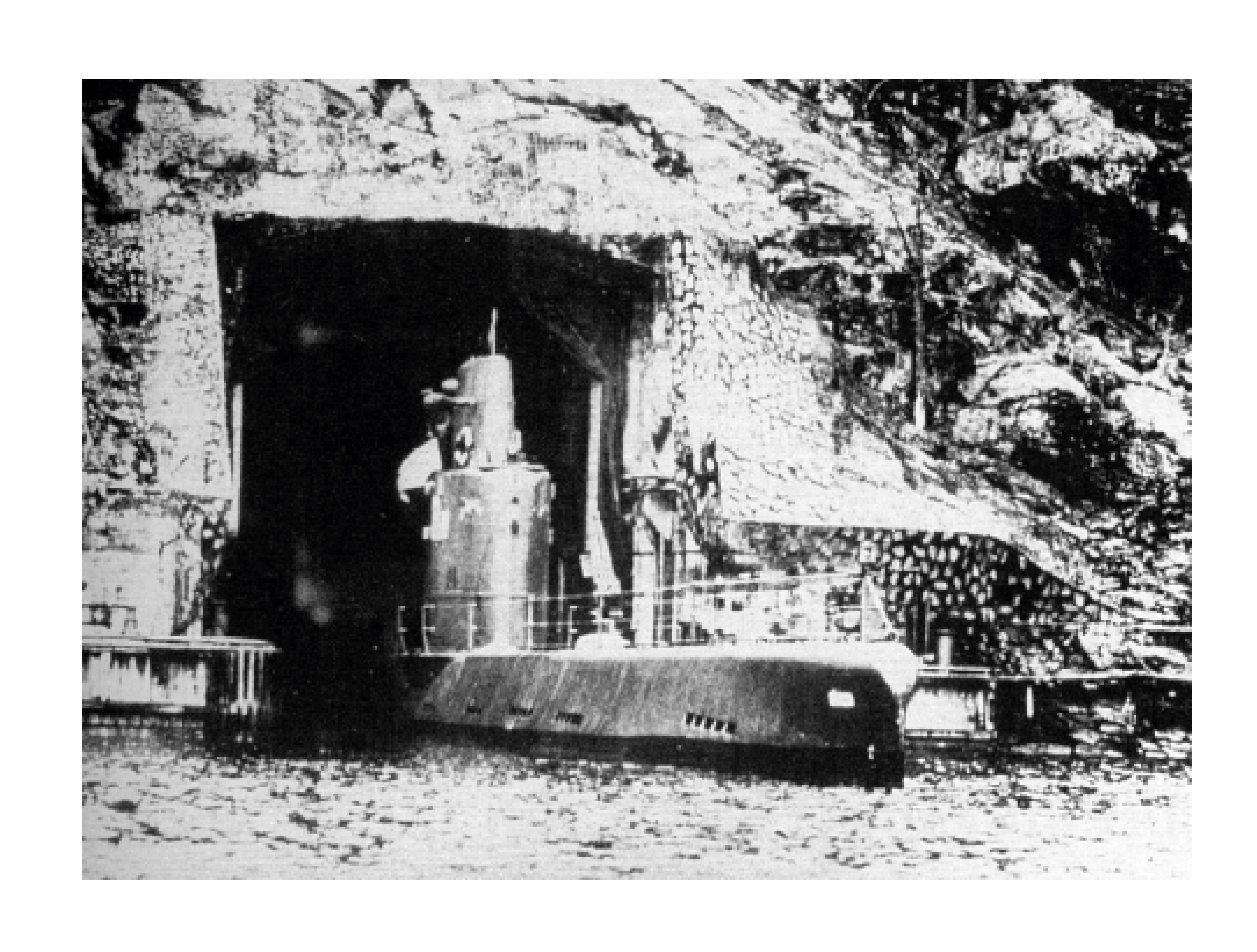


图 1-14　瑞典建在岩石中的潜水艇库室

在北欧一些国家，许多民防工程建在地下。如瑞典斯德哥尔摩的地下电信中心，挪威的地下国家档案馆等。

20 世纪 60 年代，我国城市掀起建设地下民防工程热潮(图 1-15)。仅北京就修建了大约 5 000km 长的地道。世界上几个拥有核能力的国家，通过修建地下工程，完成了大量的地下核武器试验。

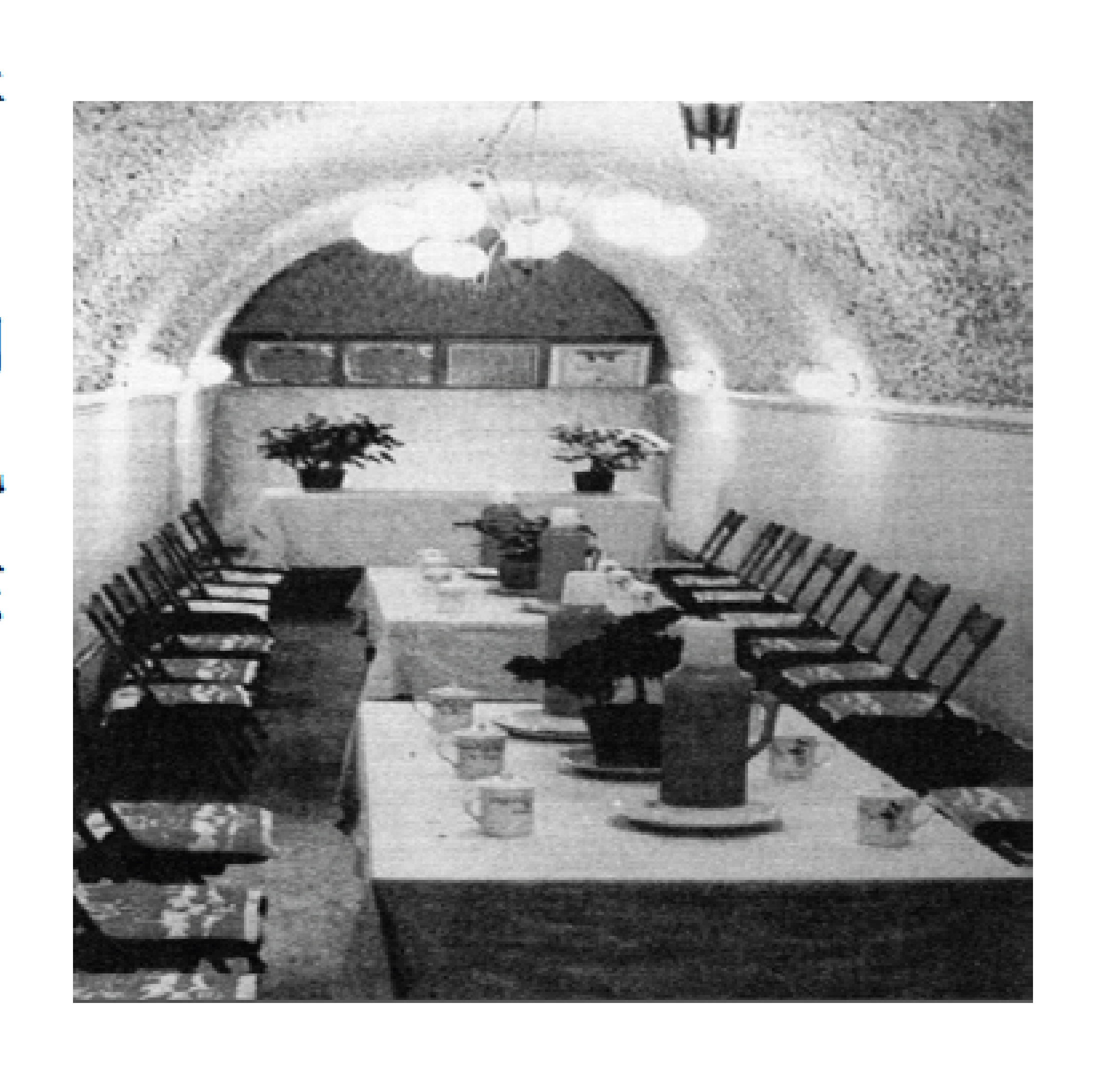


图 1-15　我国城市人防工程建筑

1.28　储藏建筑

1. 食物储藏

地下食物储藏主要基于三个因素：

(1) 环境适合食物保护；

(2) 啮齿动物和大批滋生昆虫很容易被赶走；

(3) 对入侵者偷窃或抢劫而言，食物供应更安全。

某个 1 500t 地下小麦储藏室如图 1-16 所示。美国密苏里州堪萨斯城的地下储库如图 1-17 所示。

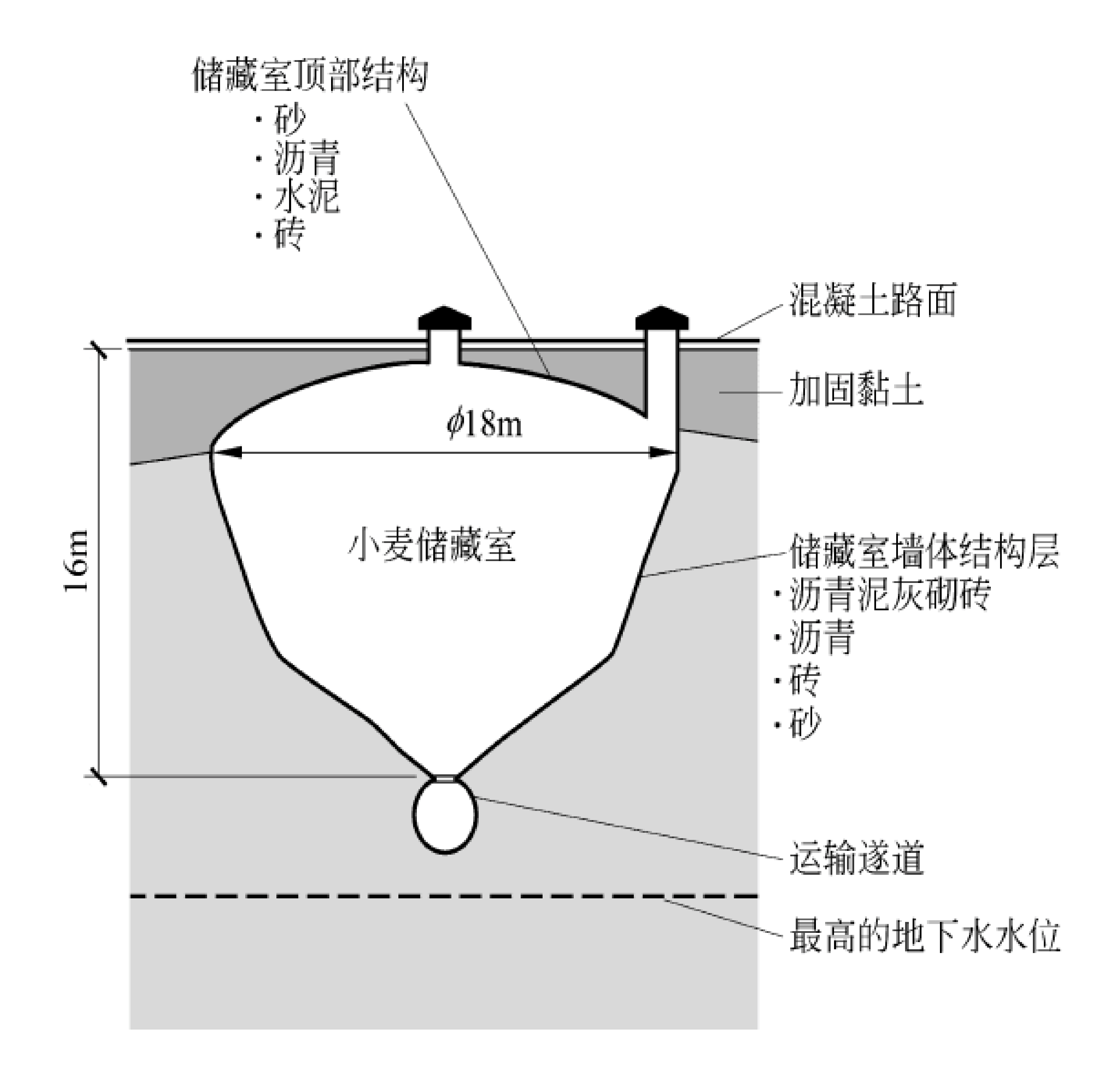


图 1-16 某 1 500t 地下小麦储藏室

2. 石油与天然气存储(图 1-18)

对工业化国家而言,石油和天然气是重要的经济能源和军事能源。因此,最近几年全世界范围内修建了大批的石油及天然气存储设施。

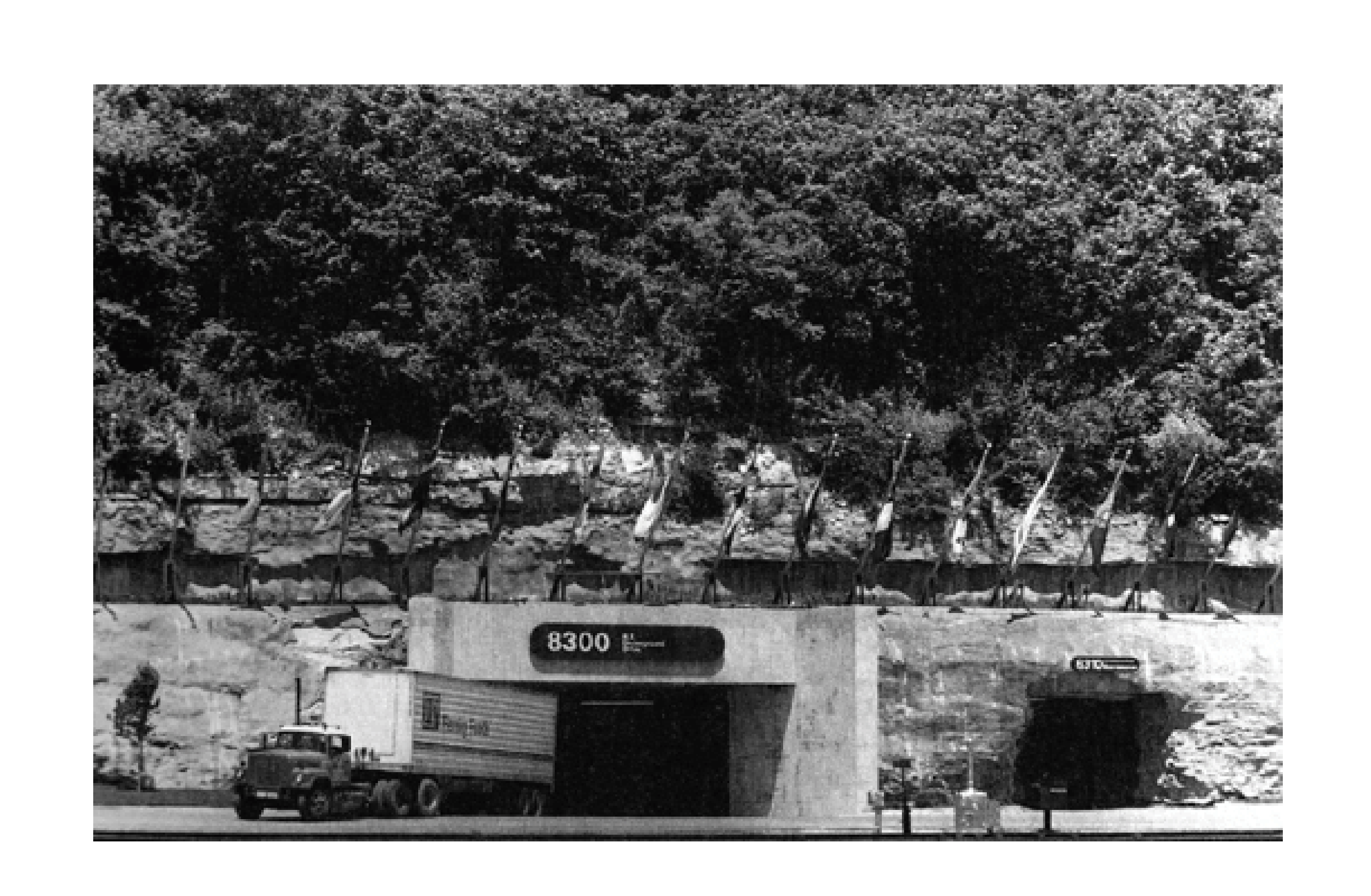


图 1-17 美国密苏里州堪萨斯城的地下储库

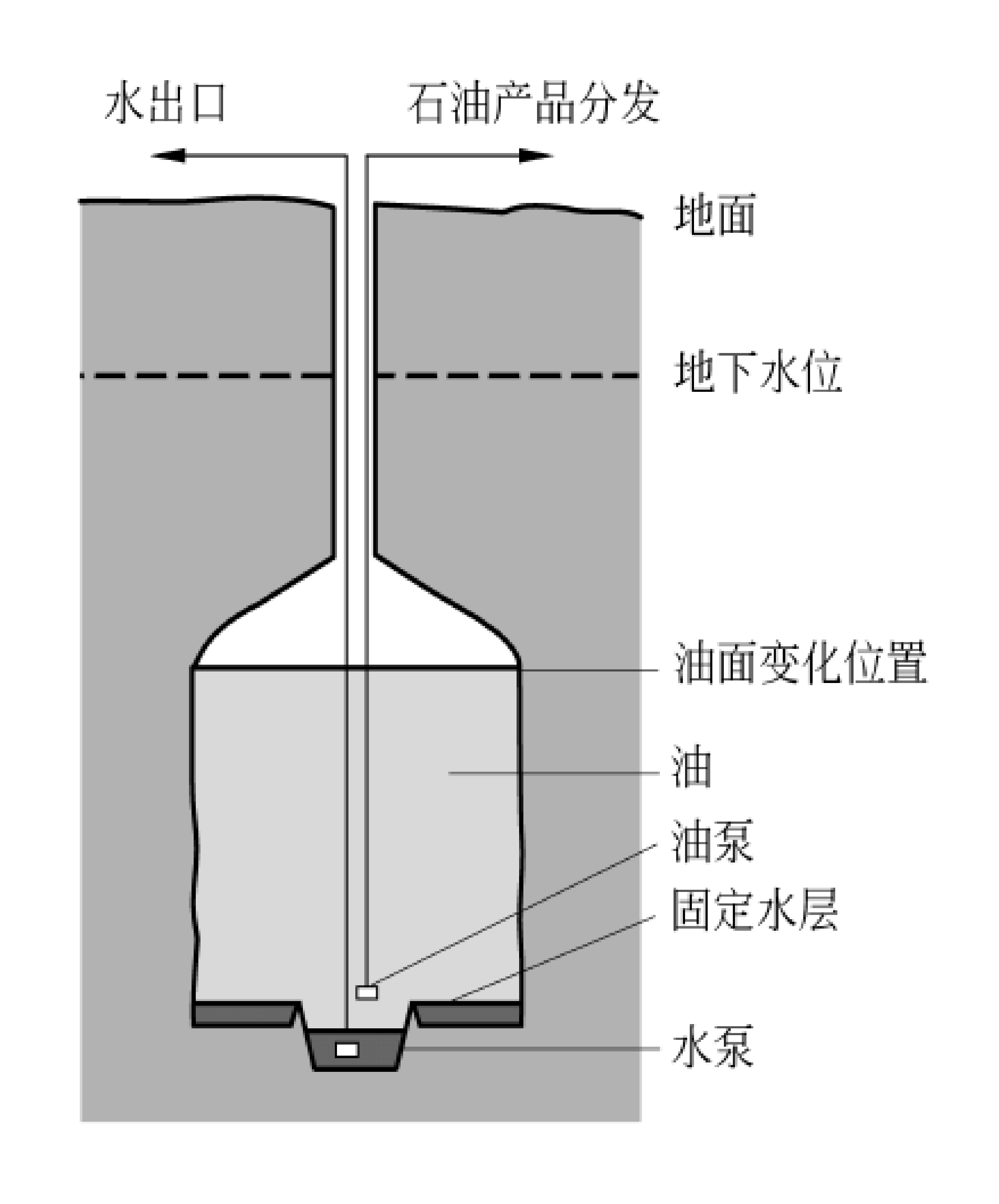


图 1-18 地下储油洞室剖面

第一个地下存储方案本质上是在地下洞室中存放着传统油箱。然而,斯堪地那维亚人发明了在水位线以下岩体洞室中存储石油的方法,石油浮在水床上,同时被洞室四周的水封堵着。

3. 信息安全存储

出于对自然灾害或战争的考虑，许多国家和大公司对记录档案的安全存储非常重视。例如，美国摩门宗教档案被保存在靠近犹他州盐湖城的一个很深的地下建筑内。挪威的国家档案馆就坐落在有多层防护的岩体洞室建筑结构中。

1.2.9　交通运输

地下空间的交通运输形式主要有地铁、铁路隧道、公路隧道等(图 1-19～图 1-21)。

1882 年，第一座较大的、穿越瑞士阿尔卑斯山的铁路隧道——一个 15km 长的圣高达山铁路隧道竣工。随着城市的扩张，第一条地铁线路于 1863 年在伦敦开业通车。如今，世界上大约有 70 个城市使用了地铁。

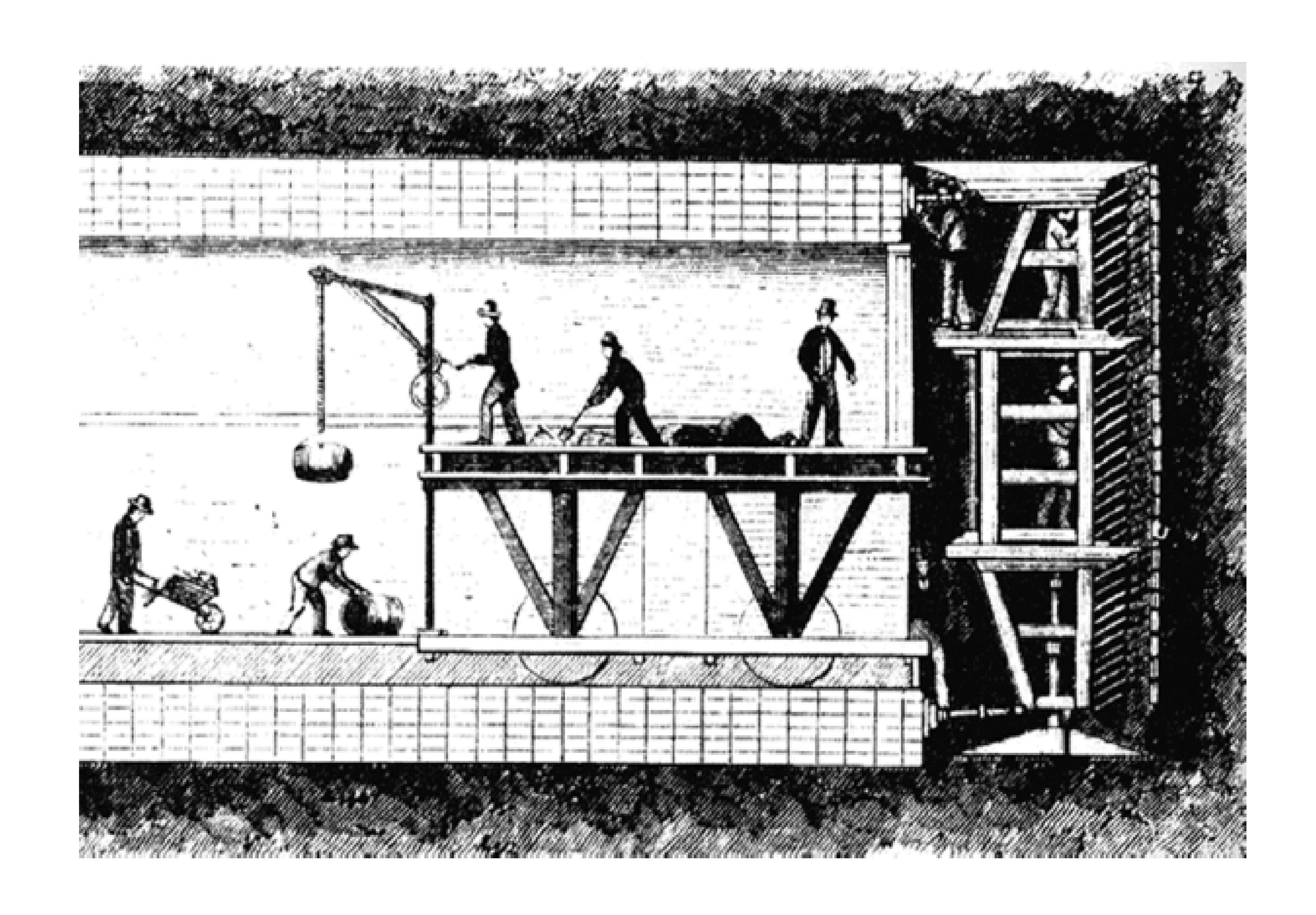


图 1-19　英国伦敦泰晤士河的一条水下隧道

该隧道采用布鲁内尔(Brunel)发明的开放型手掘盾构技术挖掘，于 1863 年完成



图 1-20　美国华盛顿 D.C 某地铁车站

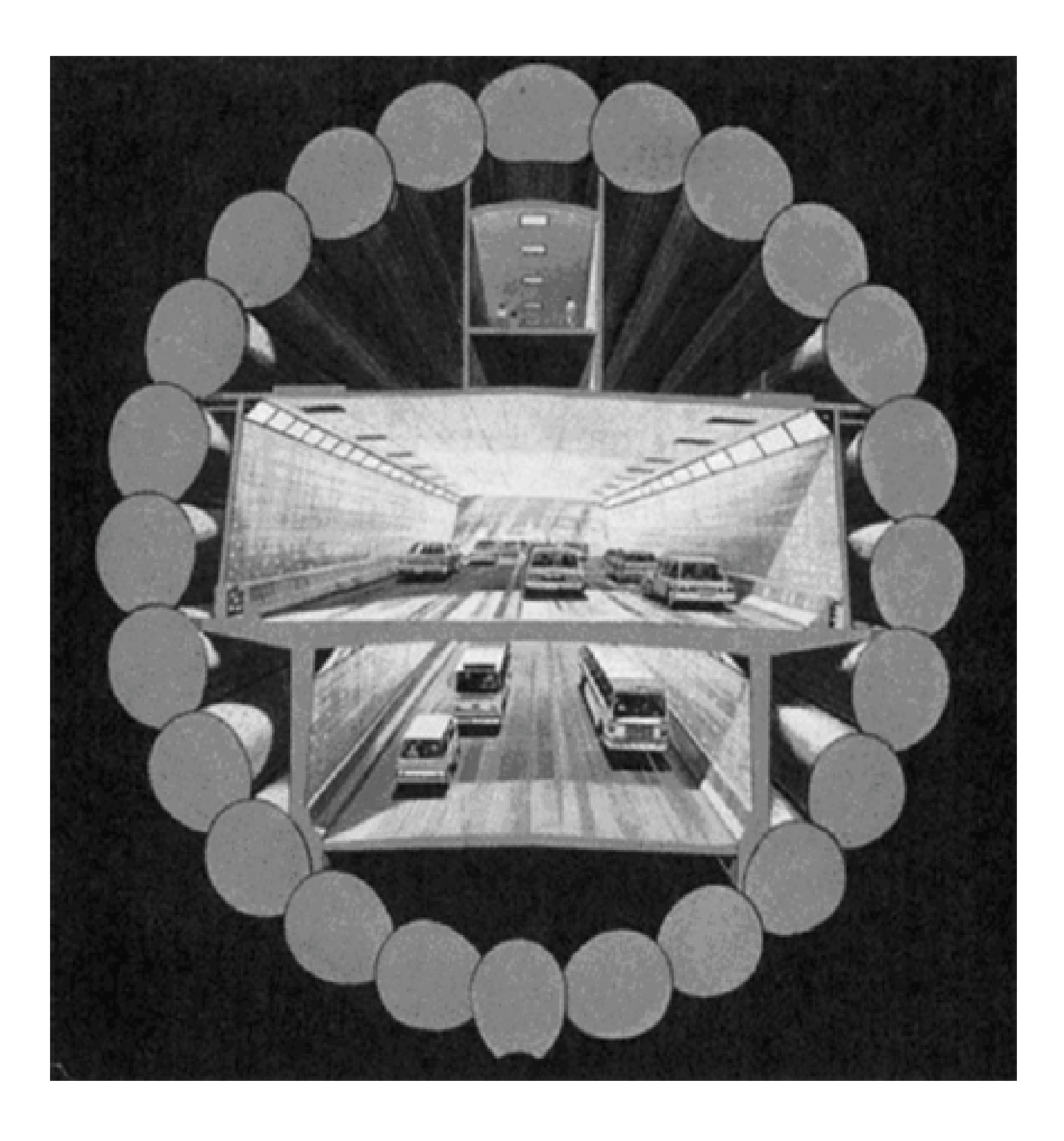


图 1-21　美国西雅图贝克山(Mt. Baker Ridge)隧道

从 1891 年到 1984 年，我国建设铁路隧道 4 676 条，总里程达 2 161km。

目前，世界上最长的铁路或机动车隧道是日本青函隧道，它把日本的本州主岛与北海道岛连接起来。该隧道于 1988 年通车，隧道总长 53.9km，其中有 23.3km 位于海底下，位于海平面下最大深度达 240m。

像蒙特利尔、多伦多、东京和巴黎等城市地铁，地铁车站常作为大型地下购物中心和人行道网络的一部分。

1.2.10 公共隧道

1. 水供应与污水处理隧道(图 1-22～图 1-24)

净水供应、污水处理与排泄促进了地下空间的开发和利用。在瑞典，已有 15 座水净化车间建于岩体洞室中，占了国家整个废水净化的 30%。

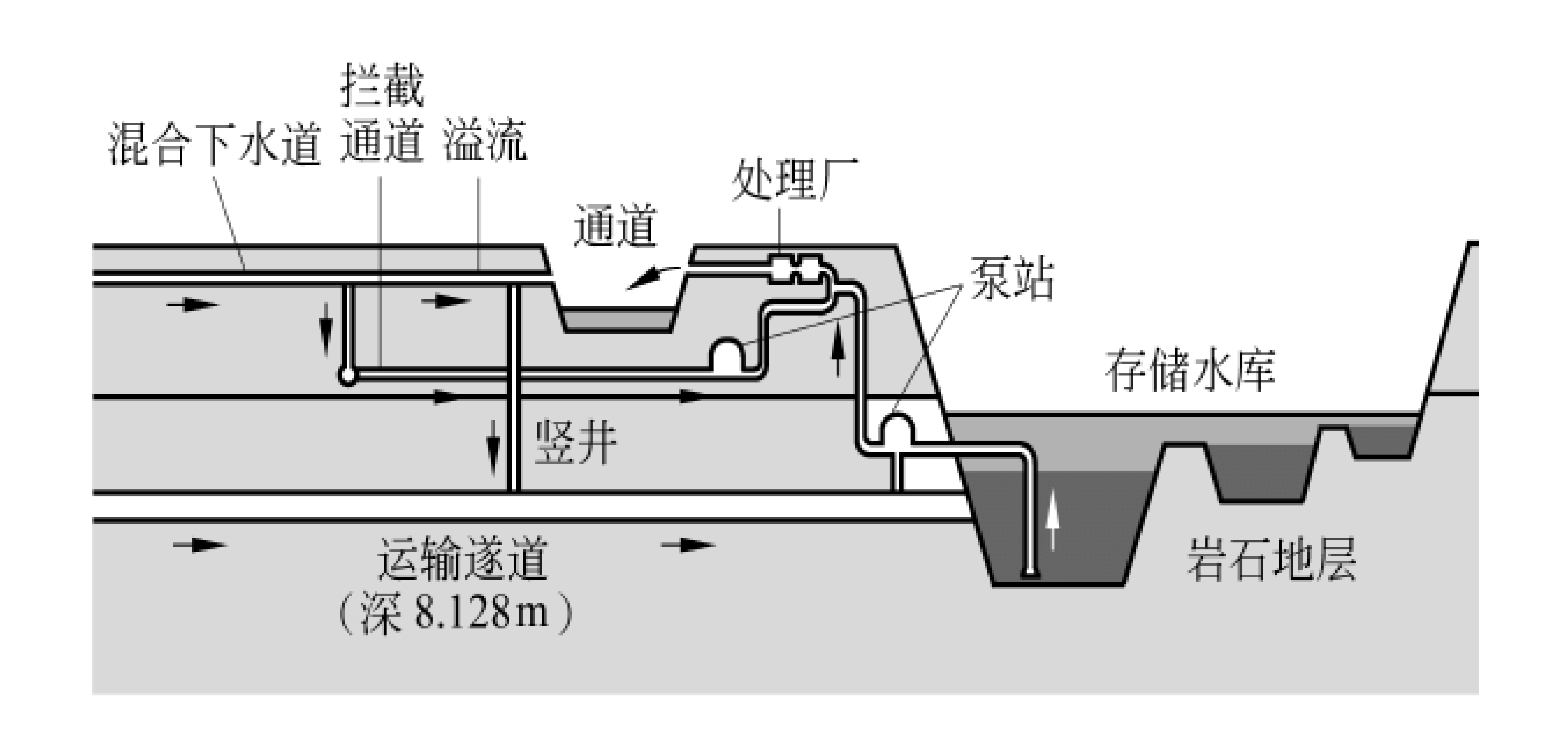


图 1-22 美国伊利诺斯芝加哥隧道和水库设计示意图

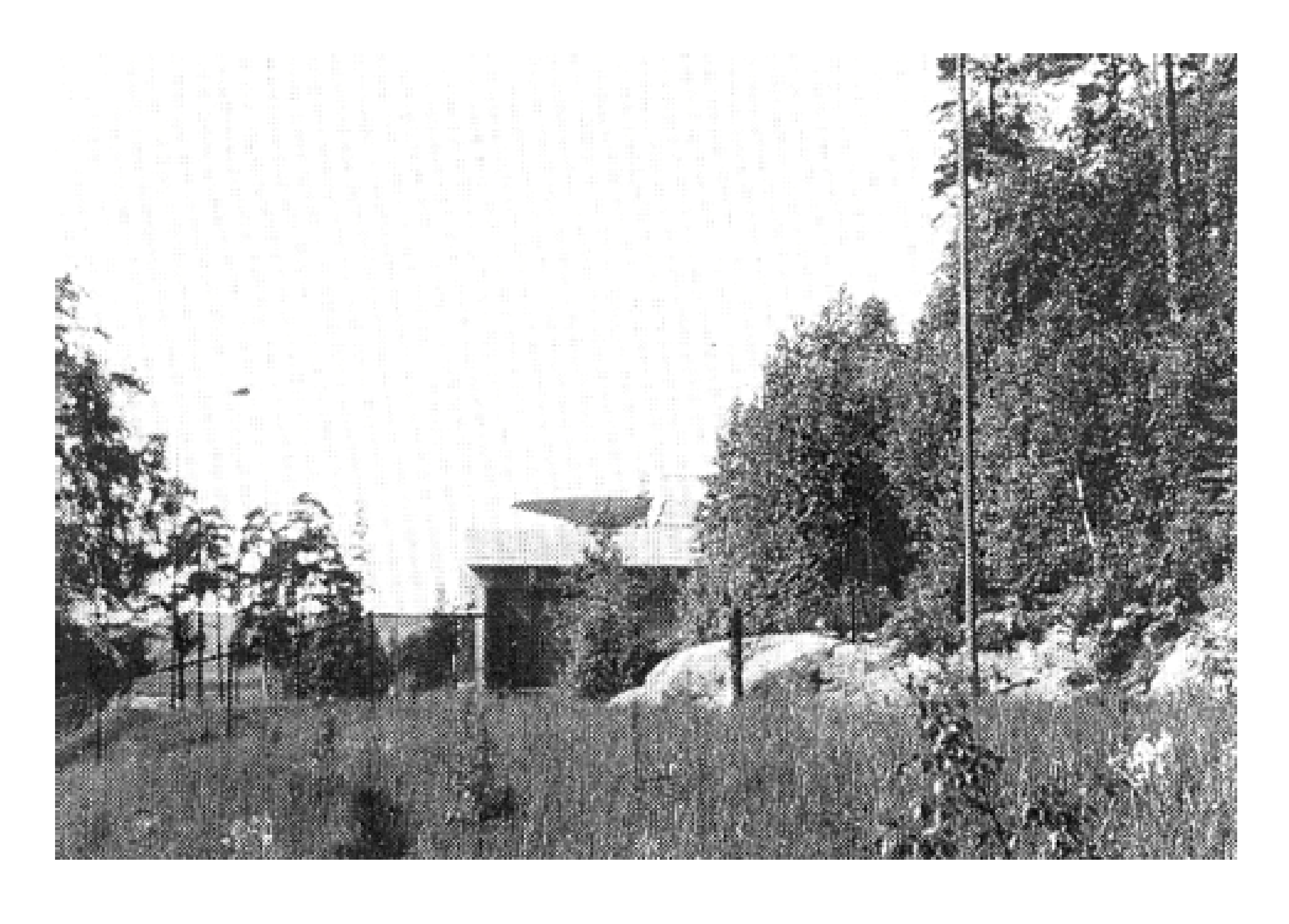


图 1-23 挪威奥斯陆地下水处理工厂入口

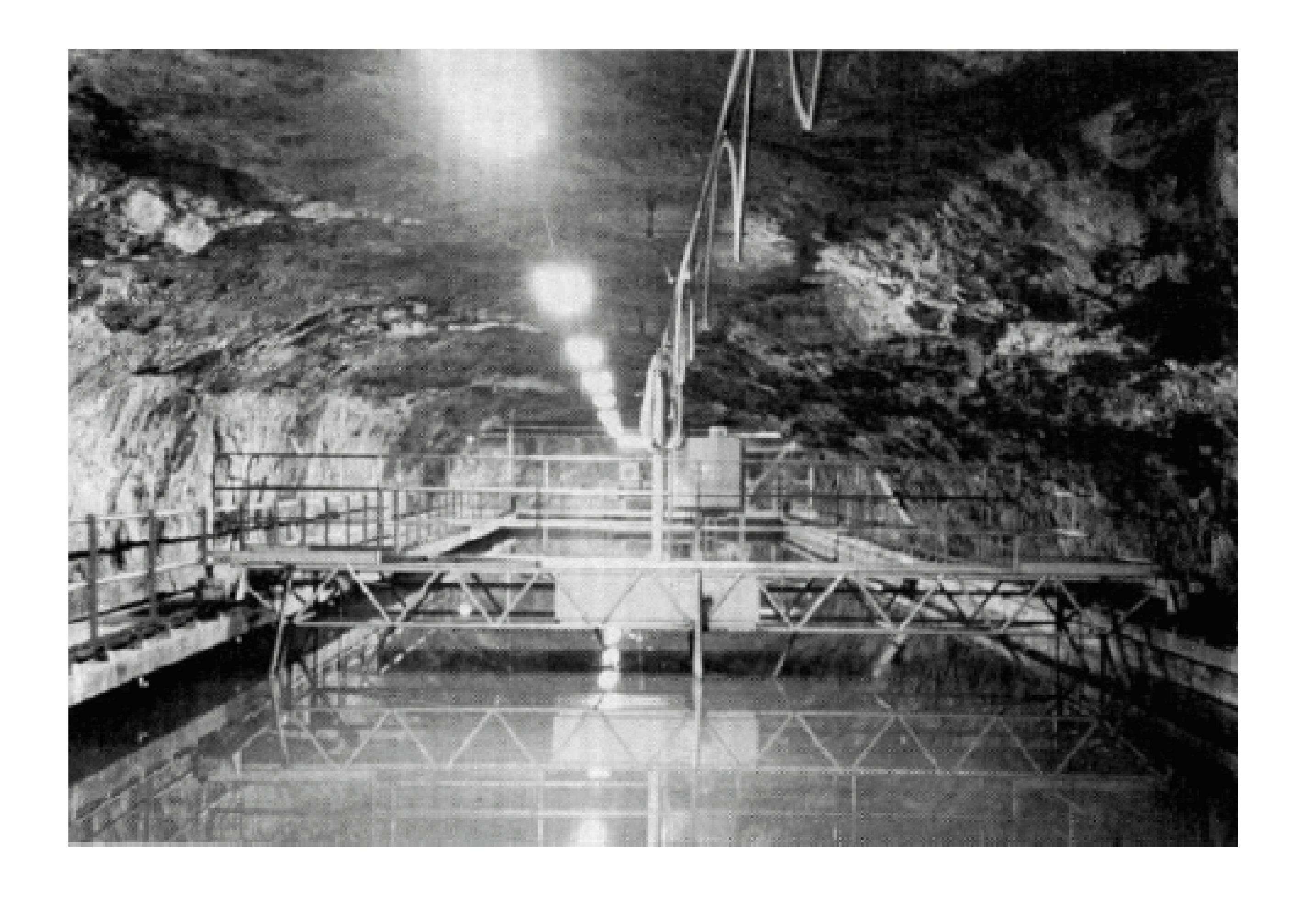


图 1-24 瑞典斯德哥尔摩的亨尔克斯达(Henriksdal)污水处理工厂

2. 水电隧道(图 1-25)

水电站由于一些技术和美学设计的考虑，修建在地下有许多优点。在地下水电站的开发利用方面，挪威走在了世界前列，全世界共有 300 个左右的地下水电站，大约 200 个在挪威。

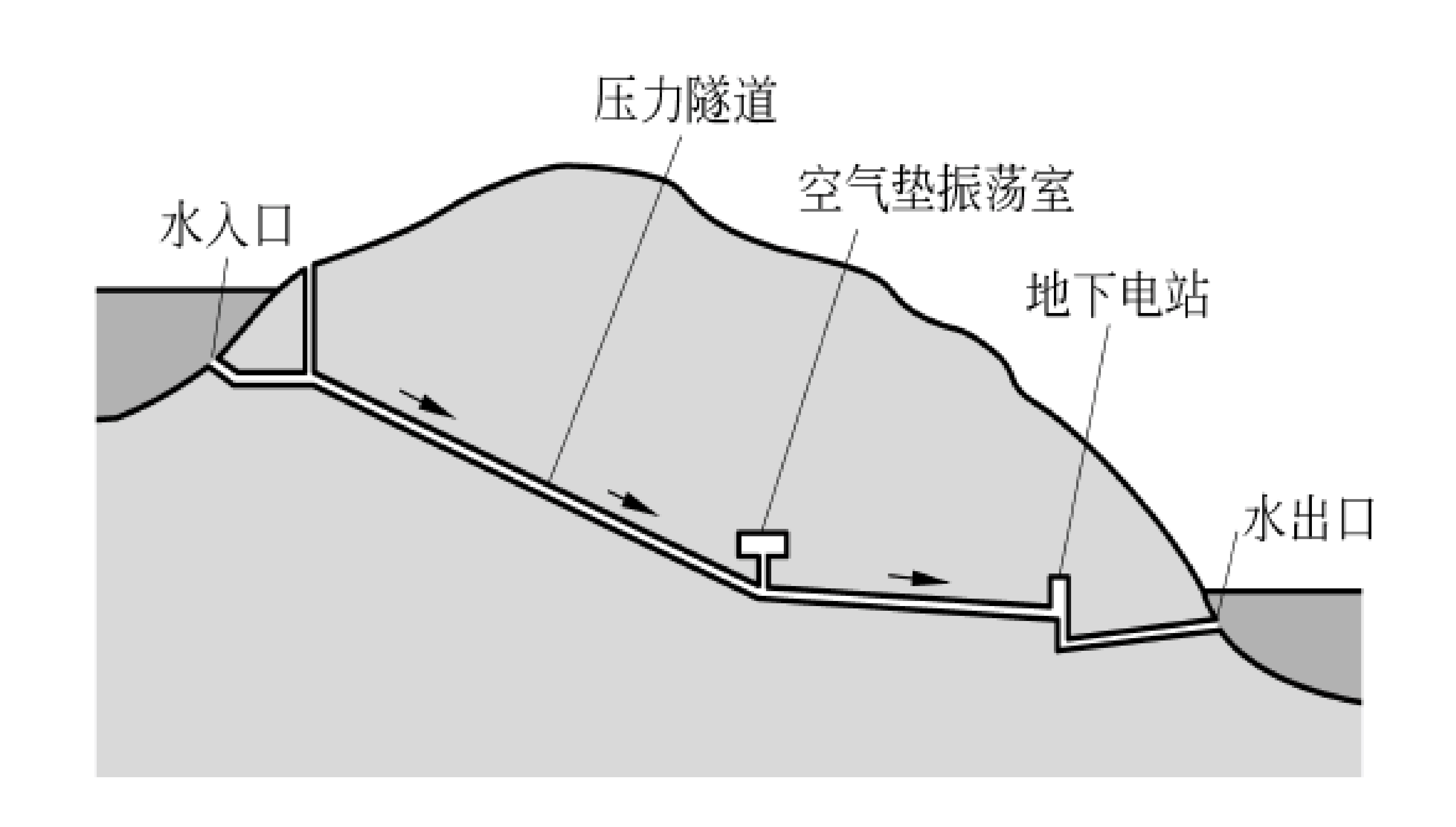


图 1-25　地下水力发电站剖面示意图

3. 功用管道

地下结构的小断面、线性管状管道系统主要是服务隧道，各种功用管道和隧道最终使用的结构如图 1-26～图 1-35。

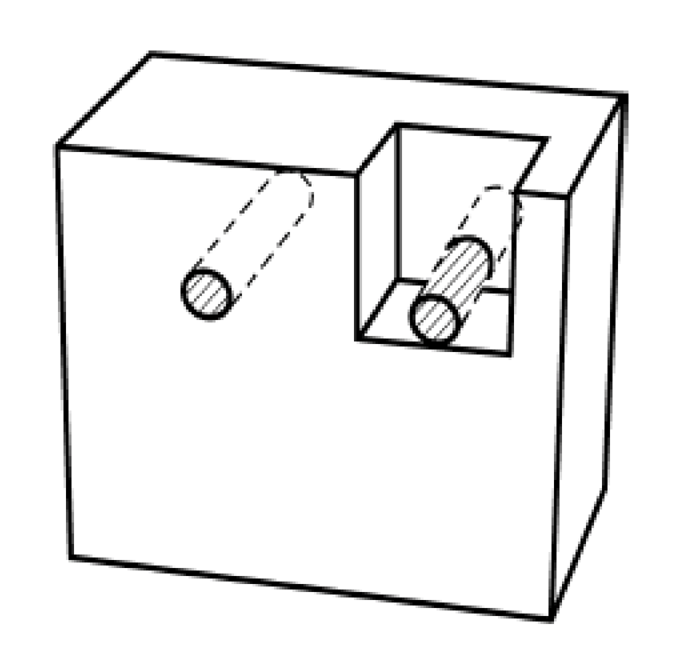


图 1-26　露天台阶微型平行隧道

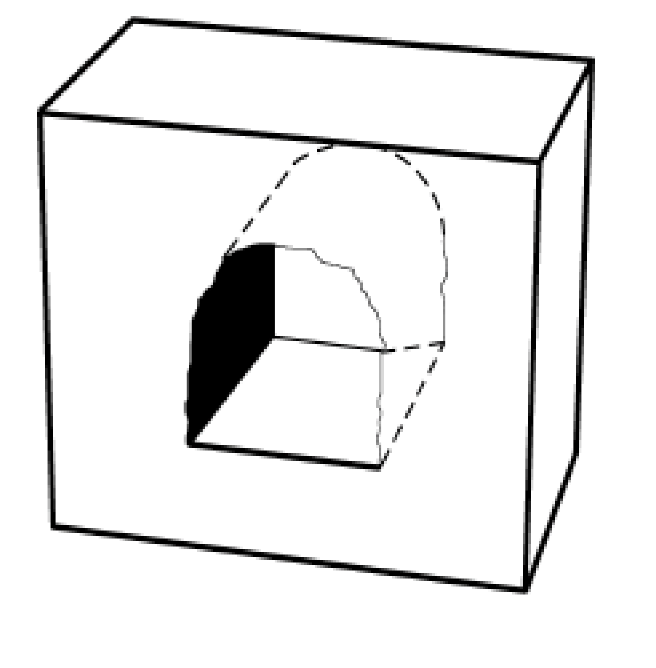


图 1-27　采矿巷道

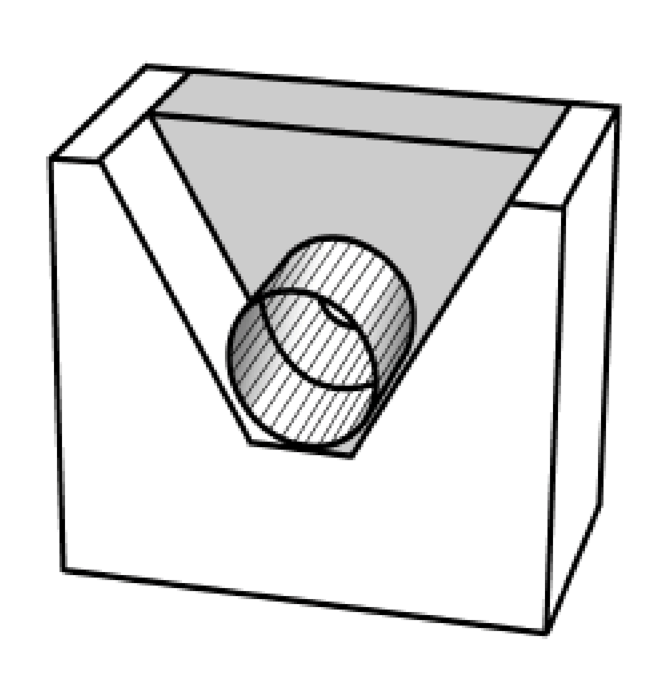


图 1-28　露天台阶圆形管道

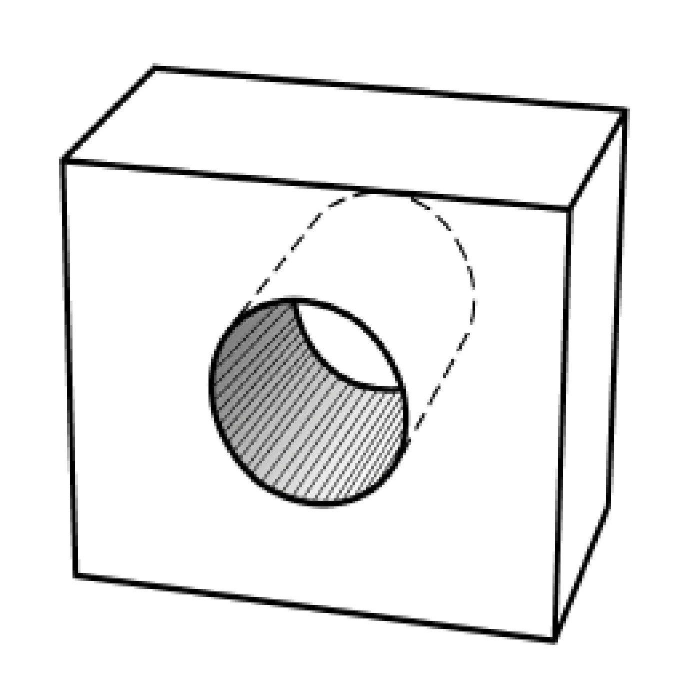


图 1-29　圆形隧道

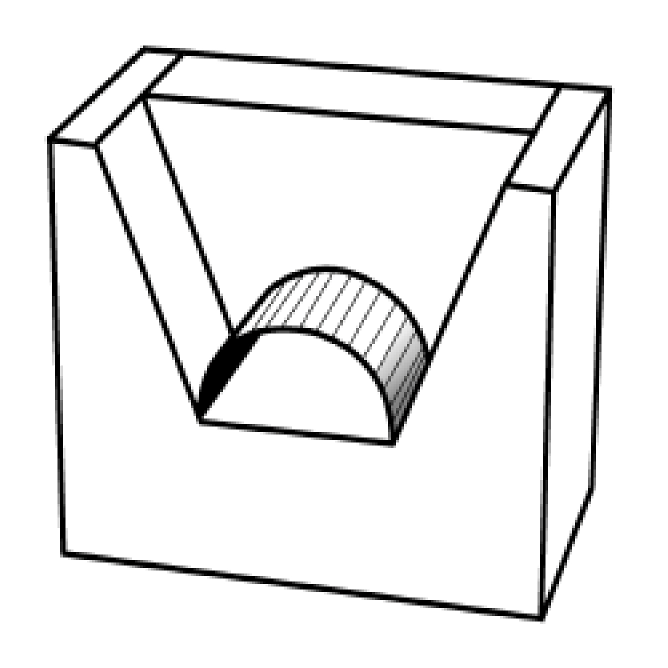


图 1-30　露天台阶微型管路

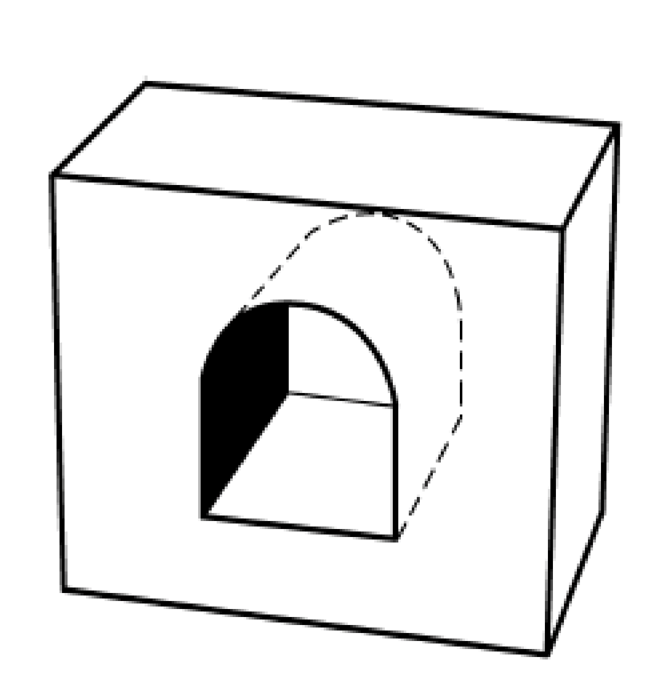


图 1-31　马蹄形隧道

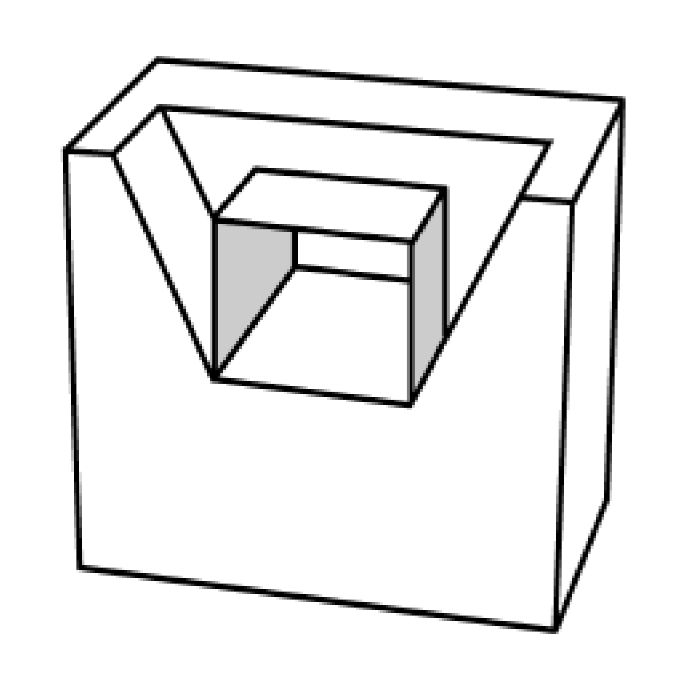


图 1-32 露天台阶方形隧道

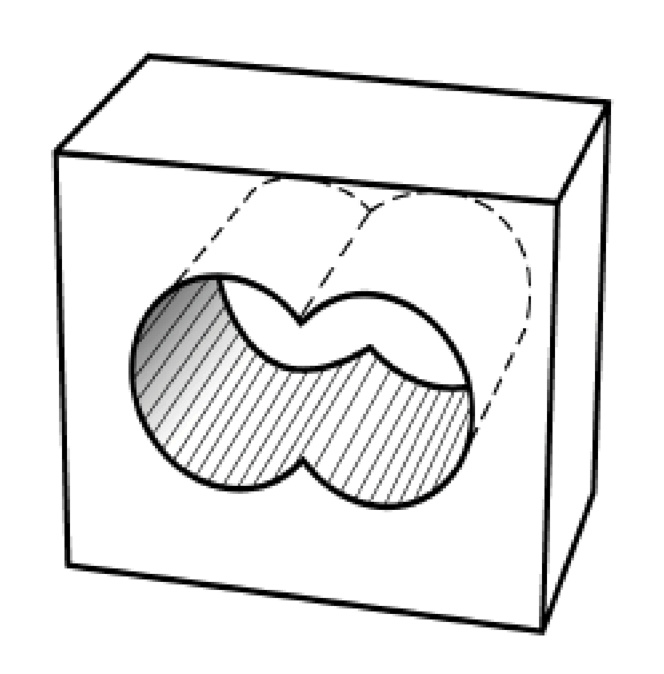


图 1-33 连孔隧道

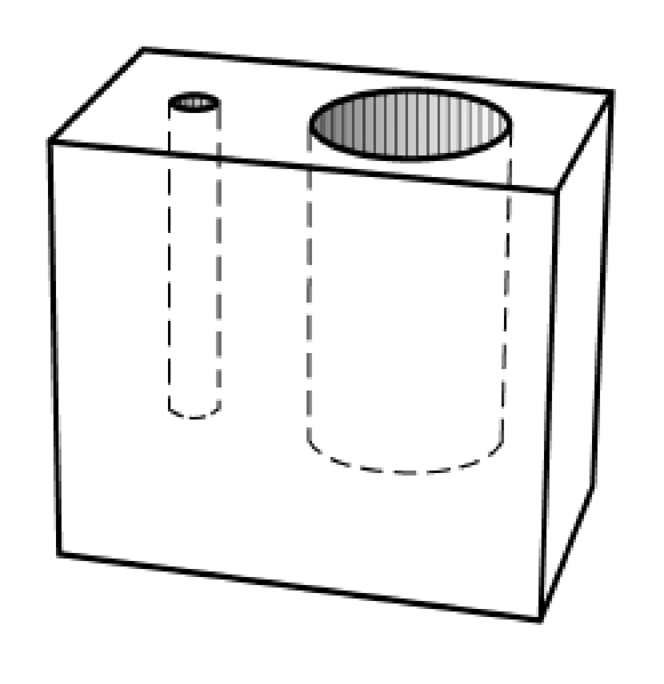


图 1-34 钻孔和竖井

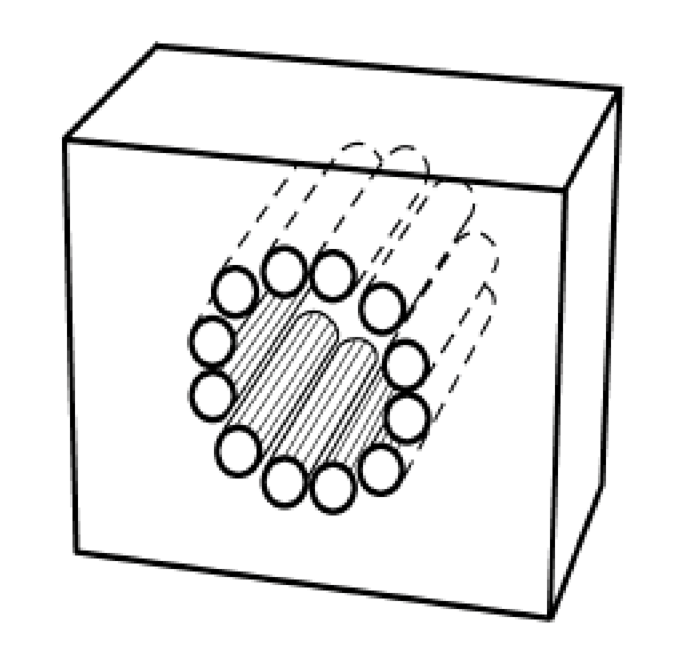


图 1-35 开挖大断面隧道管棚支护

1.2.11 地下采矿巷道

地下大开放空间采矿巷道应以优化岩石结构和强度为设计基准，建筑结构尽量设计成自支护的形式，采矿工程中各类常见巷道和洞室群的结构如图 1-36～图 1-44 所示。

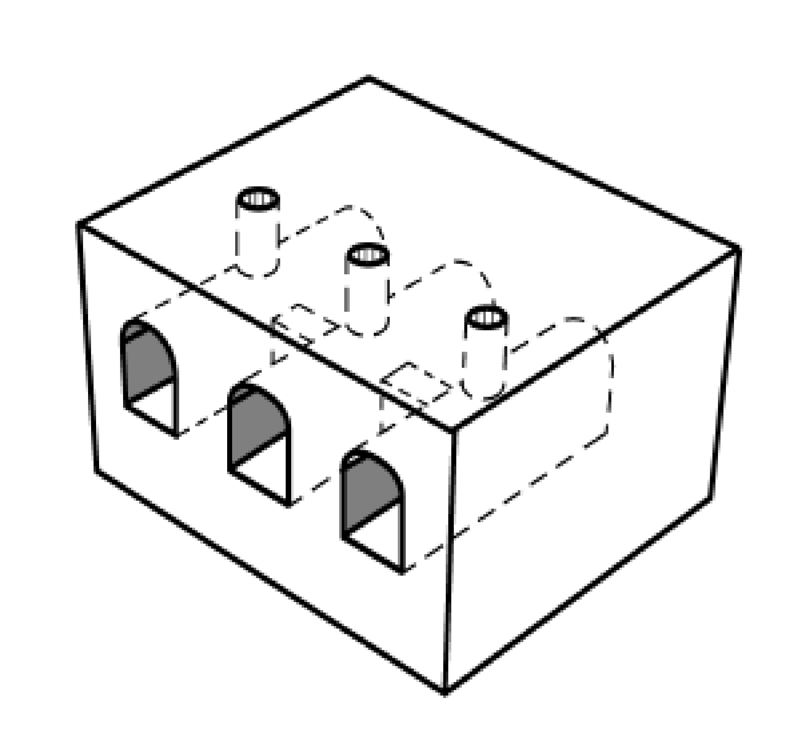


图 1-36 传统采矿坑道

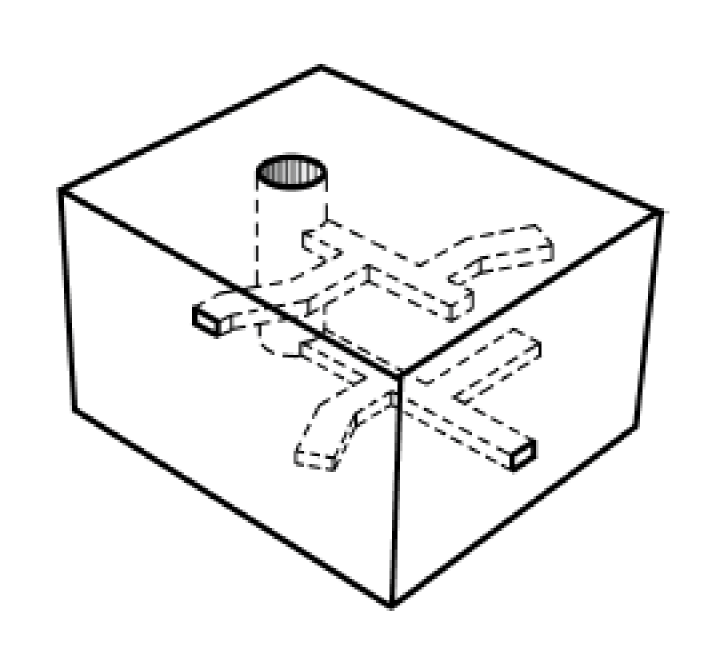


图 1-37 竖井多水平巷道

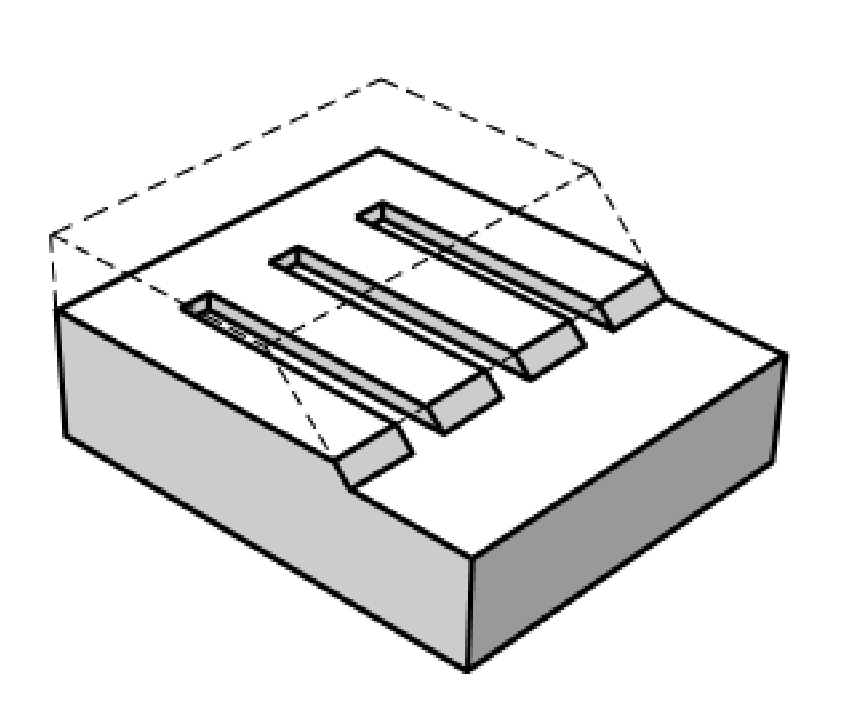


图 1-38 平洞条带采矿

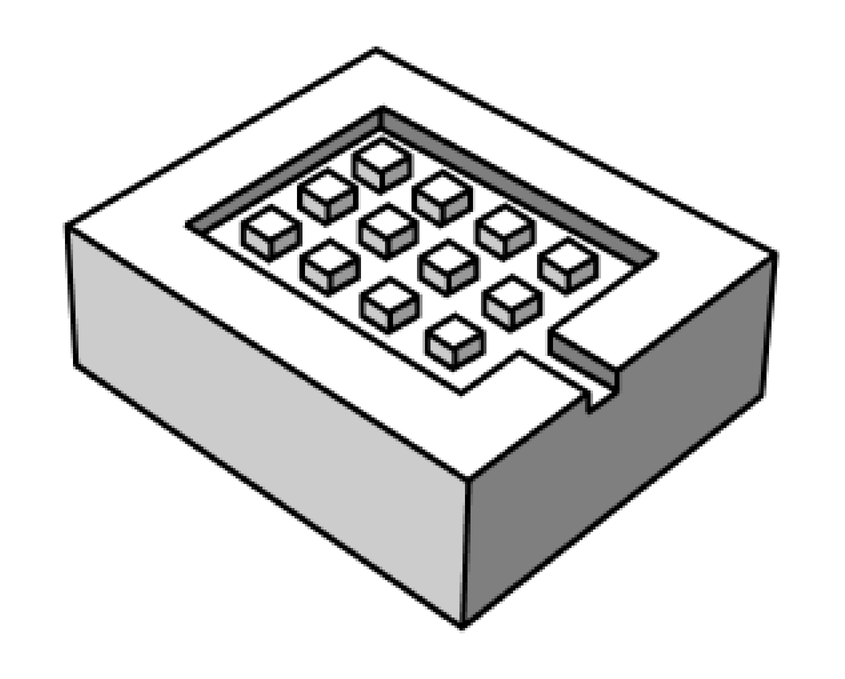


图 1-39 房柱式采矿

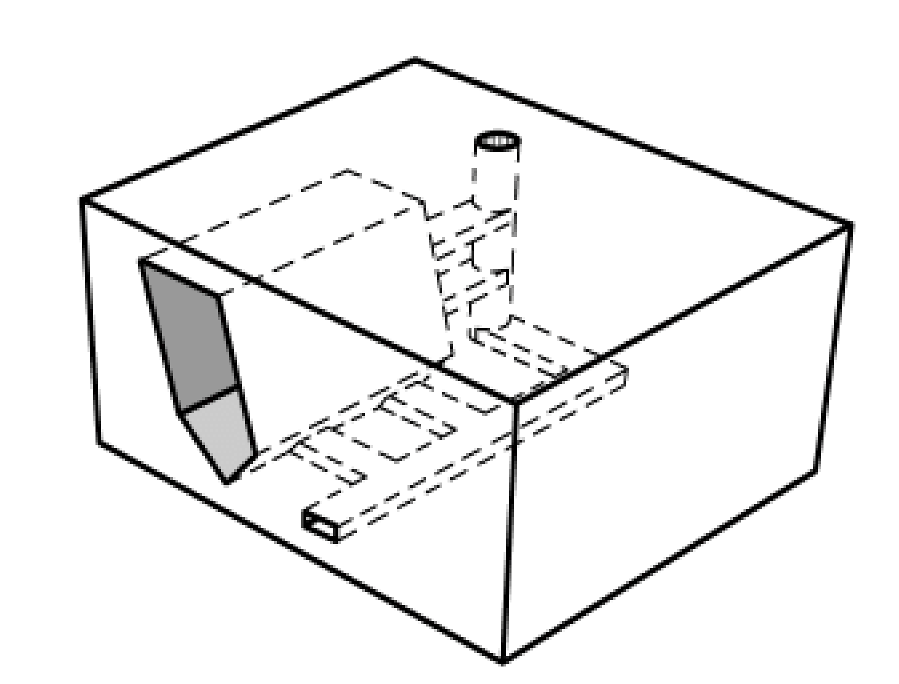


图 1-40　崩落式采矿

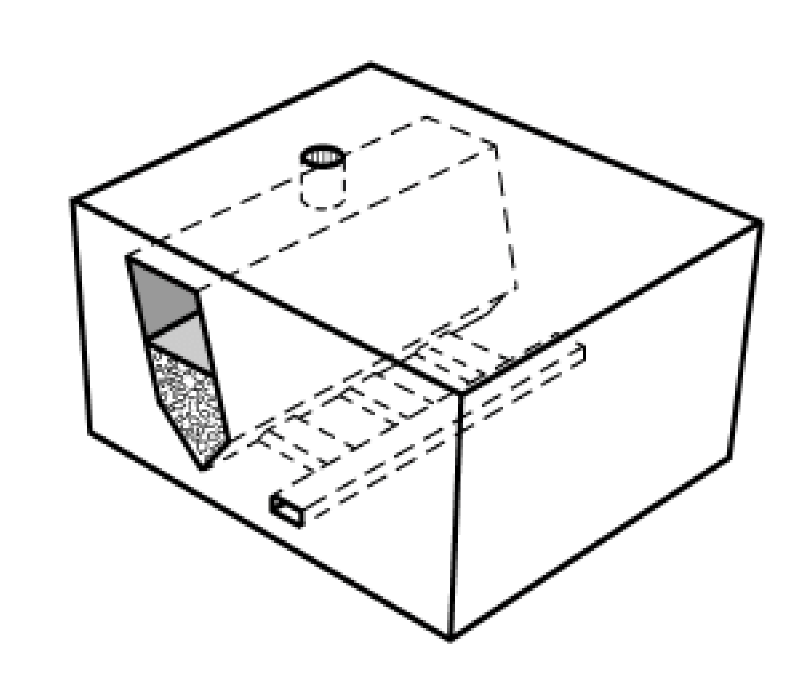


图 1-41　充填法采矿

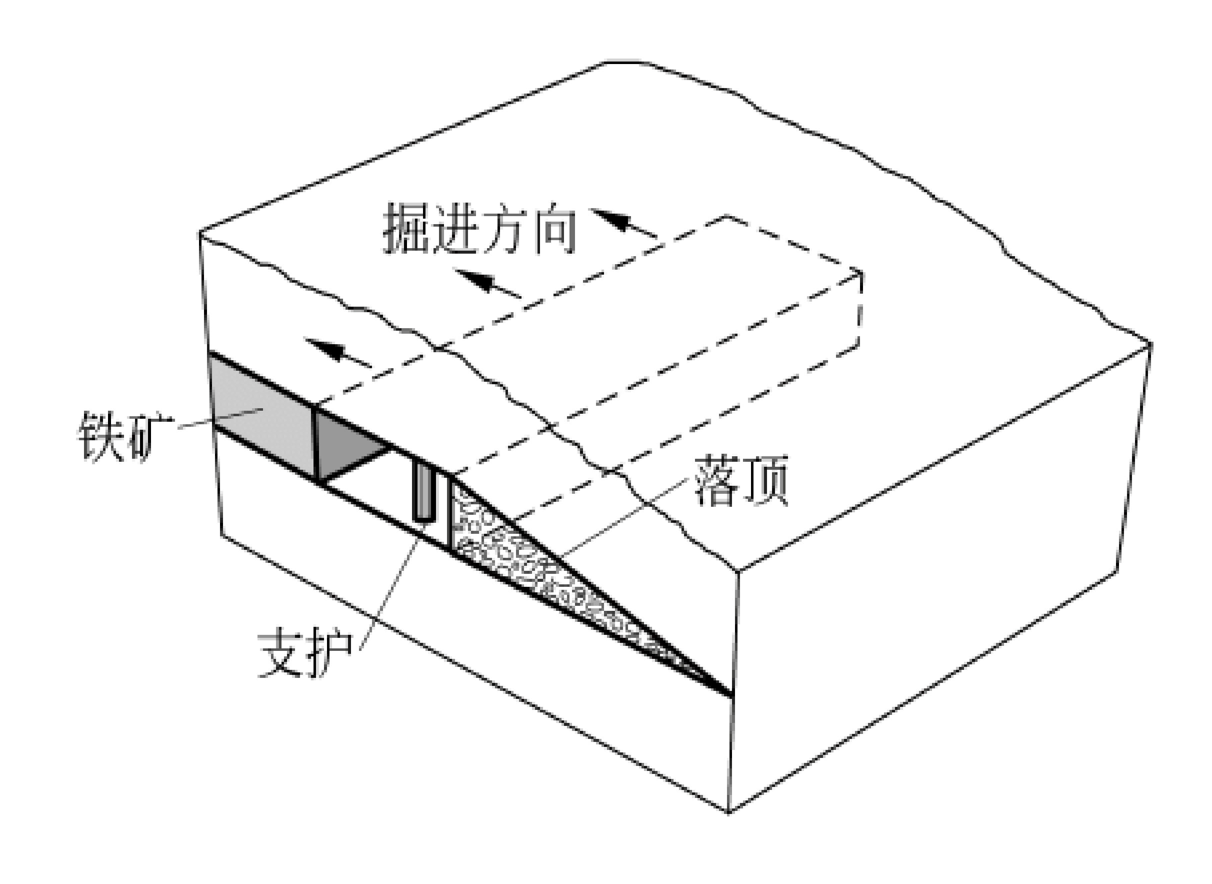


图 1-42　长壁式采矿

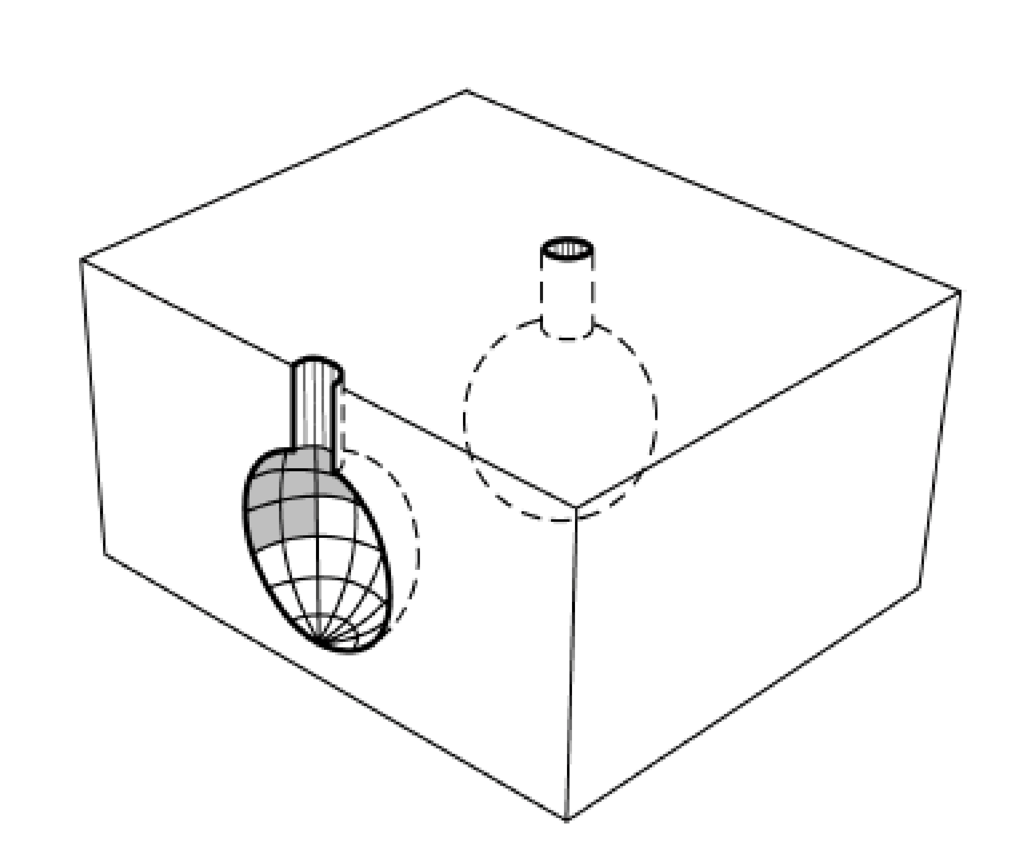


图 1-43　浸溶法采矿

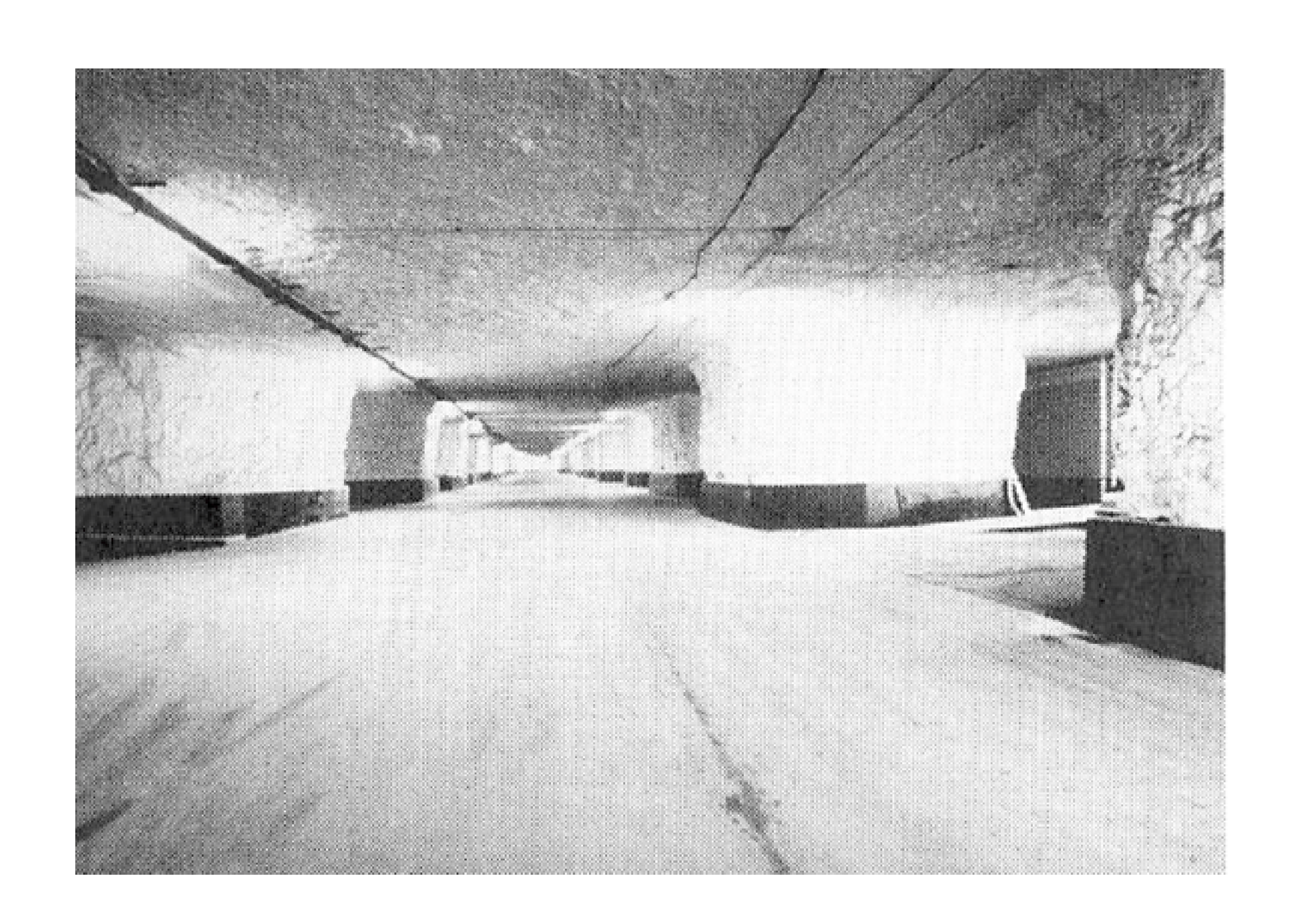


图 1-44　美国密苏里州堪萨斯城矿柱内部结构

1.2.12　明挖基坑结构

在市内环境下开发地下空间中修建地下建筑结构时，有许多不同的基坑开挖形式。图 1-45 反映了明挖基坑地下空间的不同结构形式。

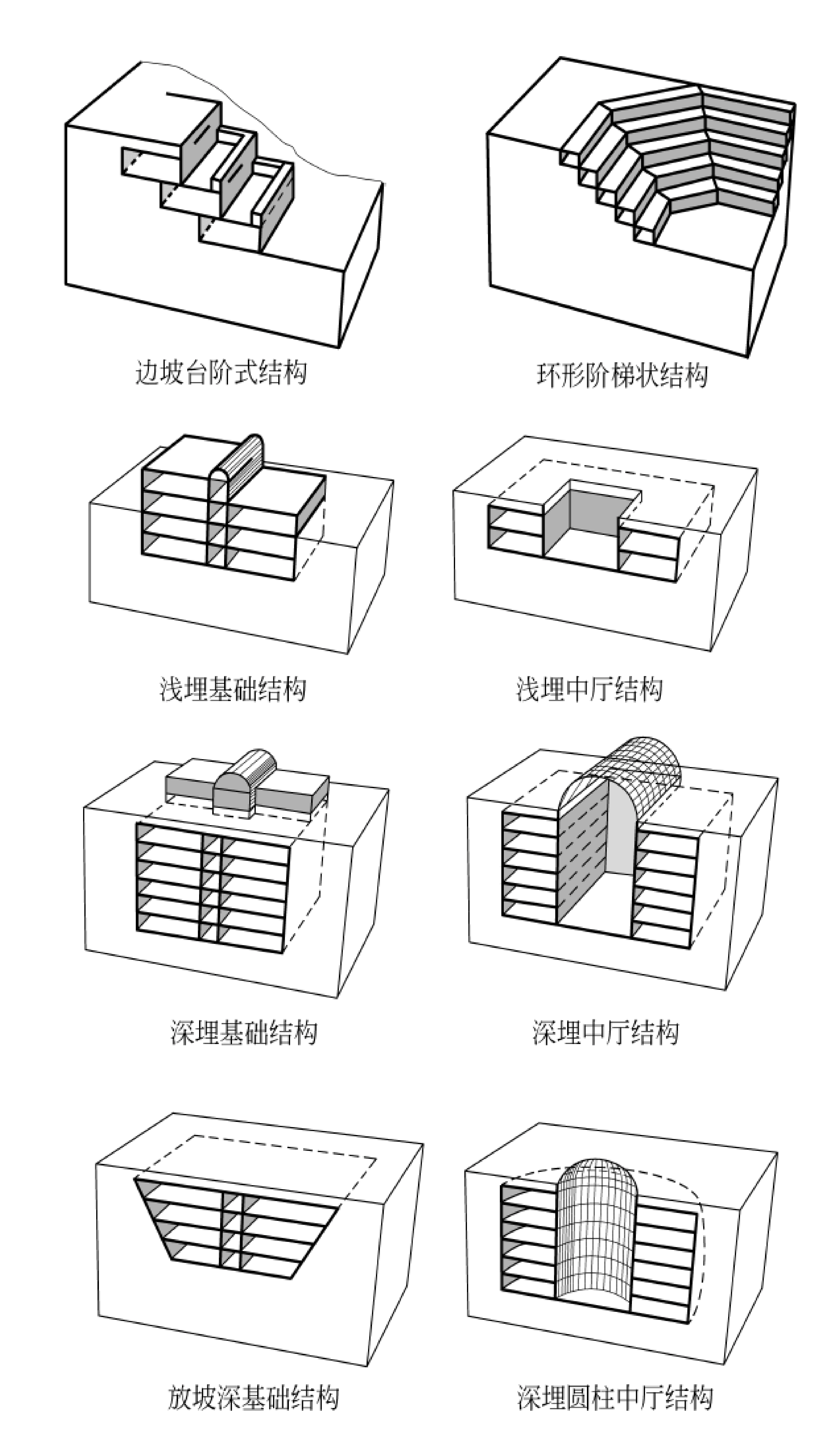


图 1-45 最终使用的明挖深基坑地下建筑结构

复习思考题

(1) 举例说明地下建筑结构的概念。

(2) 从工程和设计两方面论述地下建筑结构的主要特点。

(3) 试述各类地下建筑结构的典型用途。

第2章

地下建筑结构设计基本方法

21 地下建筑结构设计内容

修建地下建筑结构，必须按基本建设的程序进行勘测、设计和施工。设计分工艺设计、规划设计、建筑设计、防护设计、结构设计、设备设计和概预算设计等。每一个工程经过结构方案比较，选定了结构形式和结构平面布置后，再进行结构设计。与本课程相关的是建筑结构形式的选择和结构设计。地下建筑结构设计的主要内容如下：

(1) 初步拟定截面尺寸

根据施工方法选定结构形式和结构平面布置，根据荷载和使用要求估算结构跨度、高度、顶底板及边墙厚度等主要尺寸。

初步拟定地下建筑结构形状和尺寸需要考虑以下三个方面：

① 衬砌的内轮廓必须符合地下建筑使用的要求和净空限界，同时要选择符合施工方法的结构断面形式。

② 结构轴线应尽可能与在荷载作用下所决定的压力线重合。

③ 截面厚度是结构轴线确定以后的重点设计内容，要判断设计厚度的截面是否有足够的强度。

(2) 确定结构上作用的荷载

根据荷载作用组合的要求确定荷载，必要时要考虑工程的防护等级、三防要求(防核武器、防化学武器、防生物武器)与动载标准。

(3) 结构内力计算

选择与工作条件相适宜的计算模型和计算方法，得出各种控制截面的结构内力。

(4) 结构的稳定性验算

地下结构埋深较大又位于地下水位以下时，要进行抗浮验算；对于明挖深基坑支挡结构要进行抗倾覆、抗滑动验算。

(5) 内力组合

在各种荷载作用下分别计算结构内力,在此基础上对最不利的可能情况进行内力组合,求出各控制截面的最大设计内力值,并进行截面强度验算。

(6) 配筋计算

核算截面强度和裂缝宽度得出受力钢筋并确定必要的构造钢筋。

(7) 安全性评价

如果结构的稳定性或截面强度不符合安全度的要求时,需要重新拟定截面尺寸,并重复以上各个步骤,直至截面均符合稳定性和强度要求为止。

(8) 绘制施工设计图

并不是所有的地下建筑结构设计都包括上述各项内容,要根据具体情况加以取舍。

地下建筑结构设计中,一般先采用经验类比或推论的方法,初步拟定衬砌结构截面尺寸。按照这个截面尺寸计算在荷载作用下的截面内力,并检验其强度。如果截面强度不足或是截面富裕太多,就得调整截面尺寸重新计算,直至合适为止。

结构设计要考虑什么?结构设计必须将荷载考虑完全,结构强度计算正确,安全风险评估合理,并且符合国家及每个工程项目的相关规范。1994 年,西非石油储罐的设计是失误的设计。每个石油储罐高 15m,6 个安装储罐中的 2 个在施工过程中由于突发风暴而破坏(图 2-1)。这个偶然荷载(突发风暴)在设计阶段已经预示了,但是没有考虑风载压在有扣的储油罐上的情况,致使储油罐惨遭破坏,损失 100 万美元。另一个实例是由于设计失误导致涡轮发电机组爆炸(图 2-2),设计阶段由于应力分析不精确,600MW 涡轮发电机在安全测试时粉碎。主轴有 11 处遭到了破坏,有 3t 材料抛射穿过隔离墙,电站列车 85%被破坏,损失近 4 000 万美元。1995 年,日本神户—大阪高速公路由于地震抗力设计可行性研究不足,虽然知道地震可能发生,但是并没有估计,导致在 40s 地震(里氏 7.2)时间里,高速公路基础桩剪切破坏,高速公路坍塌(图 2-3),损失 100 亿美元。众所周知,对于协和式飞机(图 2-4)潜在的爆胎、油箱爆裂等问题,都是由于风险估算不足,导致 114 人死亡。

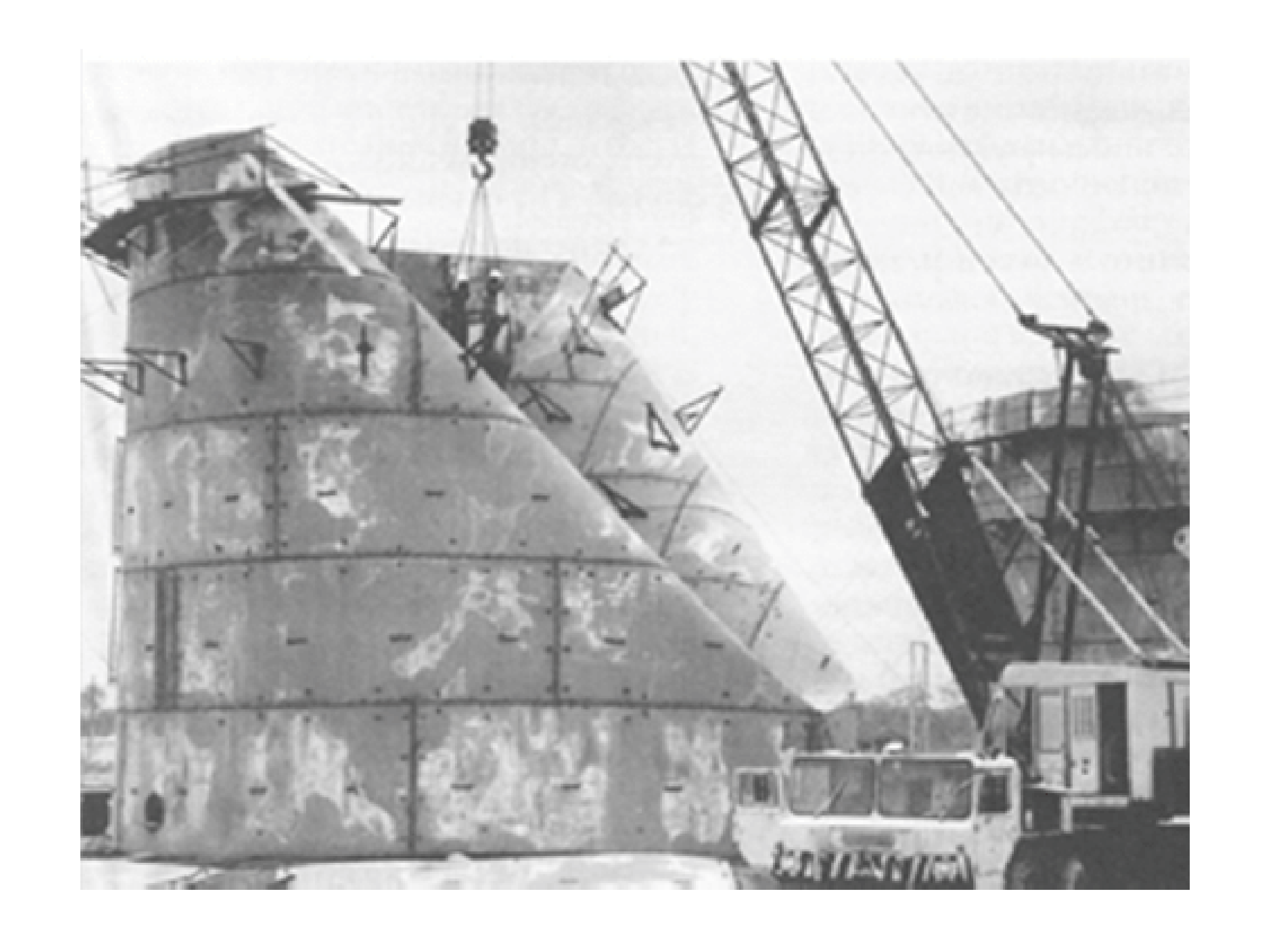


图 2-1 石油储罐失误设计

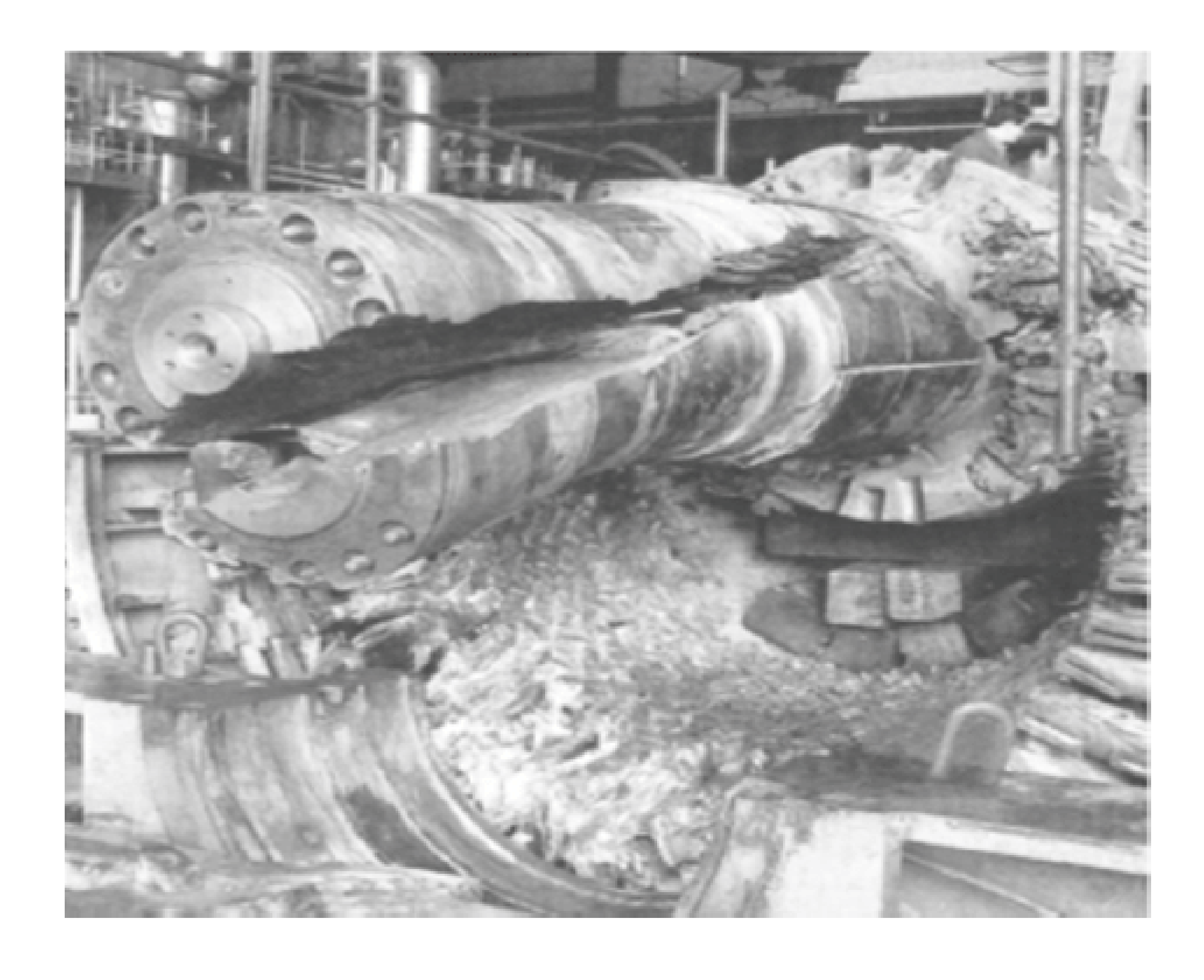


图 2-2 涡轮发电机组爆炸





图 2-3　高速公路坍塌失误设计



图 2-4　协和式飞机失误设计

伦敦地铁和英吉利海峡隧道是地下建筑结构著名设计。伦敦地铁是世界上第一条地铁。地铁挖掘方法采用明挖法施工，先挖掘了一个宽 10m、深 6m 的深基坑，再建成拱形的砖顶，然后将土回填，在地面上重建道路和房屋。

经过 100 多年，伦敦地铁随着城市一起不断地扩建，几乎所有的线路都建设了延长线。12 条地铁线在城市的地下纵横交错，构成密集的城市轨道交通网，使伦敦成为世界上地铁最发达的城市之一。伦敦地铁设计也因此成为设计最成功的范例之一。

英法海峡隧道长 48km，大约有 35km 是在水下，成为世界上最长的水下隧道。

22　地下建筑结构设计原则

由于地下建筑结构的建设费用昂贵，在施工过程中，又受许多不确定性因素影响，任何疏忽都有可能导致设计的失败。所以要求地下建筑结构设计必须按照安全可靠、技术可行、经济合理的原则进行。

地下建筑结构设计应按相关的行业规范执行。如《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)、《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2005)、《公路隧道设计规范》(JTG D70—2004)、《地铁设计规范》(GB 50157—2003)、《锚杆喷射混凝土支护技术规范》(GB 50086—2001)和《水工隧洞设计规范》(SL 279—2002)等。

23　地下建筑结构设计方法

231　工程类比设计方法

地下建筑结构的工程类比设计方法就是将拟建地下工程的自然条件和工程条件与已建成的类似工程相比较，将已建成工程的稳定状况、影响因素及工程设计等方面的有关经验，应用到类似的所要建设的地下工程中去，进而确定有关设计参数的一种方法。

地下建筑结构工程类比设计的基础是充分掌握和占有已往类似工程的资料和成功经验，前提是正

确地对地下工程围岩进行分级。对于用工程类比法设计的地下工程,成功建造的关键是做好施工过程的监控量测和信息反馈。

工程类比设计方法的优点是能综合考虑多种非确定性影响因素,快速地对拟建地下建筑结构的设计参数作出估算和评价。该方法的主要缺点是进行工程类比时往往以人的经验为主,解决地下建筑结构设计问题的范围较窄并带有很大的主观性。

2.3.2 力学模型设计方法

进行地下建筑结构设计之前,首先要根据具体工程的特点,抽象出合理的力学结构模型,然后基于力学模型进行地下建筑结构设计。地下建筑结构设计一般为超静定结构,结构内力只有在拟定了结构的尺寸、材料和构造并确定地下工程的荷载类型和大小后,才能计算出结构的内力,验算结构的强度、刚度和稳定性。如果满足结构设计的要求,则选定初设的结构尺寸、材料和构造;否则,重复上述过程反复迭代计算,直到满足设计要求。

对于混凝土梁、板、柱、拼装的弧板、复合衬砌等地下建筑结构,根据确定的荷载可以按容许应力法、破损阶段法和极限状态法进行验算分析。

(1) 容许应力法

按容许应力法,假定材料处于弹性阶段,结构的尺寸必须保证在最不利荷载组合的作用下,结构的控制应力不超过材料的容许应力,即

$$\sigma_{\max} \leqslant [\sigma] \tag{2-1}$$

式中:$\sigma_{\max}$——结构最不利截面上的最大应力,MPa;

$[\sigma]$——材料的容许应力,MPa。

(2) 破损阶段法

《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2005)和《公路隧道设计规范》(JTG D70—2004)规定,铁路双线及以上隧道和公路隧道结构设计计算按破损阶段法验算构件截面的强度。

破损阶段法比容许应力法的截面承载模型更为接近材料破坏前的实际应力状态。按破损阶段法,结构的尺寸必须保证在最不利荷载组合的作用下,结构的控制内力不超过材料的极限承载力,即

$$F \leqslant \frac{\overline{F}}{K_b} \tag{2-2}$$

式中:F——结构最不利截面上的控制内力(轴力、剪力、弯矩);

$\overline{F}$——截面上的极限承载力;

K_b——按破损阶段模型设计时结构的安全系数。

破损阶段法按破坏截面的抗力验算截面的安全性和经济性,不像容许应力法那样假定截面应力的详细分布,其安全系数也比容许应力法的安全系数意义更为明确。

2.3.3 结构可靠度设计方法

地下建筑结构的可靠性包括安全性、适用性和耐久性,综合考虑各种影响因素以后,可以用“失效概率”或“可靠度”来定量地描述。

例如，如果某地下建筑结构在其 50 年的设计基准期内每年独立发生失效的概率为 10^{-5}，则该结构在其设计基准期内的可靠度(概率)为 $1-50\times10^{-5}=0.9995$。这种具体而明确的定量描述是经验安全系数所不能提供的。

可靠度设计方法考虑荷载、结构尺寸、材料特性等因素的变异和概率分布，建立表达结构功能的状态函数和极限状态方程。显然，一般的结构状态函数是多元随机变量的随机函数，但实用中通常可以用两个综合随机变量来表达结构的状态函数：一个是荷载效应(如最不利截面上的弯矩、轴力、变形值、裂缝值、倾覆力矩、滑移力等)，另一个是结构抗力，即结构的性能容许值(如结构弯矩、轴力、变形、裂缝、抗倾覆力矩、抗滑移力的极限容许值等)。结构功能的极限状态代表整个结构或结构的一部分失效(不能满足设计功能)前的临界状态，可以归纳成两类：承载力极限状态和正常使用极限状态。

《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2005)规定：一般地区单线隧道整体式衬砌及洞门、单线隧道偏压衬砌及洞门、单线拱形明洞及洞门的结构设计，可采用概率极限状态法设计。

既然极限状态法考虑结构可靠度影响因素的概率分布，结构的最不利位置也应该是这些因素的随机函数。在实用中一般仅采用荷载效应的最不利位置。根据极限状态设计要求，结构的最不利位置的荷载效应不超过结构抗力，可以表示为

$$S\leqslant R \tag{2-3}$$

式中：S——承载能力极限状态荷载效应的设计值；

R——结构抗力。

引进极限状态函数 $Z=R-S$，则结构的失效概率可以表示为

$$P_{\mathrm{f}}=P(R<S)=P(Z<0) \tag{2-4}$$

一般情况下，Z 是多元随机自变量(如各种荷载、材料参数和结构几何参数等)的函数，其概率分布与各随机自变量的概率分布有关。

目前，常用的办法是把随机函数 Z 用其泰勒(Taylor)展开式中的一阶或二阶部分来近似，就是所谓的一阶或二阶可靠度方法。

采用一阶可靠度方法，假设结构几何参数为确定值，则 S 和 R 可以分别通过各自的代表值和分项系数来表示。荷载的标准值和分项系数与荷载的概率分布函数和所要求的可靠度有关，抗力的标准值和分项系数与材料的概率分布函数和所要求的可靠度有关。顺便指出，在极限状态设计法中，结构重要性系数反映结构失效以后的严重性；荷载组合系数针对可变荷载标准值的折减系数，目的是使在各种可变荷载和(或)偶然荷载同时出现(即参与荷载组合)时结构的可靠度保持最佳的一致性。这两种系数均为经验系数，并以概率理论为依据。

对于地下建筑结构而言，地层荷载的多样性和随机性是不容易准确描述的。因此，地下建筑结构可靠度设计的可靠度主要取决于地层荷载概率描述的可靠度。

234　结构荷载共同作用设计方法

地下洞室开挖后，围岩会向洞室内部变形(或称收敛)，洞室围岩中的径向应力随之减小，环向应力随之增加。如果没有支护，围岩收敛不受限制，根据围岩强度和稳定性能的不同，可能出现两种极端情

况：①围岩收敛到一定程度后，达到自稳状态；②围岩因收敛过度（应力集中过强）而出现塑性变形甚至坍落。

对于前一种情况，只要围岩收敛的幅度不影响洞室的净空要求，就不需要支护；对于后一种情况，只有设置刚度足够大的支护才能抵抗围岩的坍落荷载。为了避免使用大刚度的支护，就必须在围岩出现塑性变形和坍落以前设置支护来控制围岩的收敛。

在围岩强度和稳定性所允许的范围内，围岩在设置支护前的收敛越大，支护所需要约束的围岩剩余收敛就越小，即支护受到的围岩剩余变形荷载越小。但如果围岩出现塑性破坏，则因为塑性和坍落范围的增大，围岩在设置支护前的收敛越大，支护所需要抵抗的围岩坍落荷载也越大。可以把这种关系在围岩收敛与围岩荷载构成的直角坐标系中表示出来，称为围岩特征曲线（见图 2-5）。

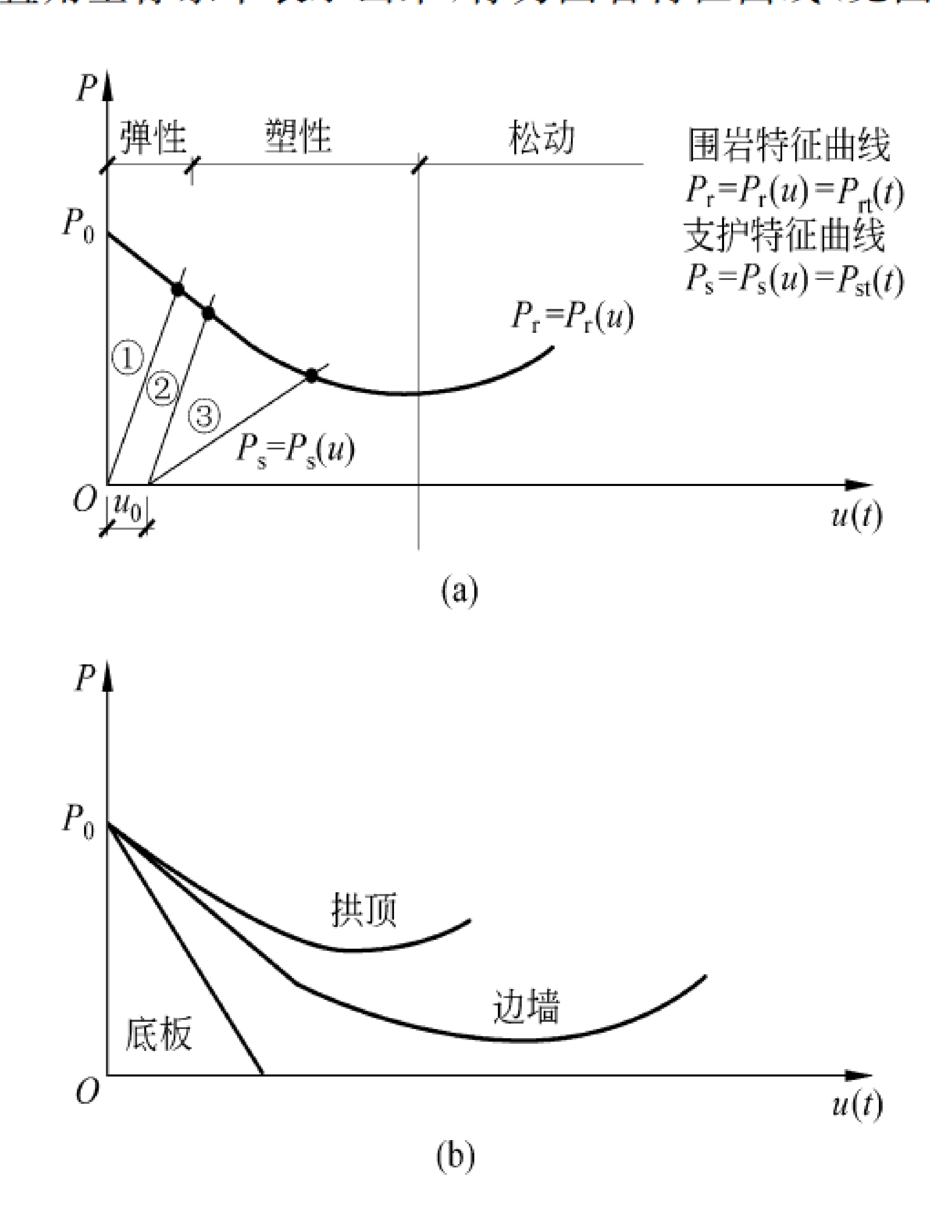


图 2-5 围岩特征曲线和支护特征曲线

(a) 围岩特征曲线与不同刚度，不同支护时间的支护特征曲线；(b) 不同部位的围岩特征曲线

如图 2-5 所示，在弹性范围内，支护的变形（等于围岩的变形）越大，支护所能提供的抗力就越大；在围岩收敛与支护抗力构成的直角坐标系中，这种关系称为支护特征曲线。支护受到的围岩变形（包括松动）荷载大小与支护的设置时间和刚度有关。支护设置后，如果支护的刚度不足以完全制止围岩的继续变形，随着围岩的继续变形，围岩残留形变荷载在变小，支护所能提供的抗力在增加，两者最终在某个围岩变形值处达到平衡。这种利用围岩与支护共同作用特性来选择支护参数的方法叫做特征曲线法（又称收敛约束法）。在一般情况下，洞室周边各点处的围岩特征曲线和支护特征曲线是不同的，设计应由最不利位置的特征曲线控制。

不同类型的支护有不同的特征曲线。复合型支护的特征曲线由各支护构件的特征曲线按施作时间组合而成。围岩与支护特征曲线分别代表围岩与支护的力—位移关系，需要经过力学计算获得。

另外对于强度较低、稳定性较差的围岩,需要采取超前围岩加固或超前支护措施。常用的有超前锚杆、小导管注浆、管棚等支护措施。虽然可以采用围岩结构模型或某些简化方法计算和分析各种超前围岩支护的机理和效应,但有关这些类型支护的设计和计算还没有成型的理论,目前主要还是以理论计算分析为辅,依靠经验按工程类比法处理。

复习思考题

(1) 简述地下建筑结构设计的内容。

(2) 试述地下建筑结构设计的原则。

(3) 试述地下建筑结构设计的基本方法。

第 3 章 地下建筑结构设计计算理论

3.1 土压力计算理论

3.1.1 土压力及其分类

作用在挡土墙上的土压力是填土(填土和填土表面上的荷载)或挖土坑壁原位土对挡土墙结构产生的侧向土压力,它是挡土墙承受的主要荷载。土压力的计算涉及填料、墙身以及地基三者之间的共同作用。土压力的性质和大小与墙身的位移、墙体高度、墙后填土的性质等有关。根据墙的位移方向和大小,作用在墙背上的土压力可以分为主动土压力、静止土压力和被动土压力三种,见表 3-1。其中,主动土压力 P_a 最小,被动土压力 P_p 最大,静止土压力 P_0 则介于上述两者之间,如图 3-1 所示。

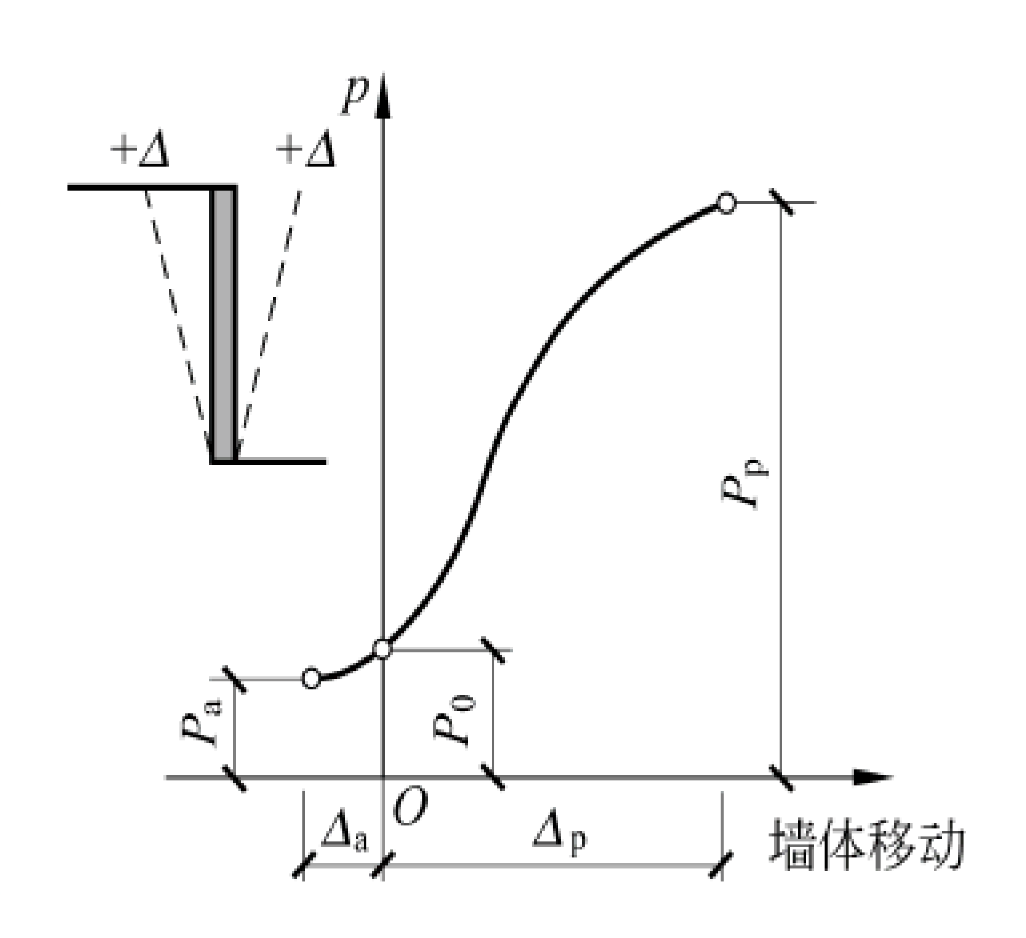


图 3-1 土压力与墙体位移的关系

表 3-1 土压力种类

类型	出现土压力的情况	示意图
静止土压力	当挡土墙静止不动时,墙后土体由于墙的侧限作用而处于静止状态,如图 3-1 中的 0 点。此时墙后土体作用在墙背上的土压力为静止土压力,以 P_0 表示	P_0

续表

类型	出现土压力的情况	示意图
主动土压力	当挡土墙在墙后土体的推力作用下，向前移动，墙后土体随之向前移动。土体下方阻止移动的强度发挥作用，使作用在墙背上的土压力减小。当墙向前位移移动达到 $-\Delta$ 值时，土体中产生 AB 滑裂面，同时在此滑裂面上产生抗剪强度全部发挥，此时墙后土体达到主动极限平衡状态，墙背上作用的土压力减至最小。因土体主动推墙，称为主动土压力，以 P_a 表示	
被动土压力	若挡土墙在巨大的外力 F 作用下，向后移动推向填土，则填土受墙的挤压，使作用在墙背上的土压力增大。当挡土墙向填土方向的位移量达到 $+\Delta$ 时，墙后土体即将被挤出产生滑裂面 AC，在此滑裂面上的抗剪强度全部发挥，墙后土体达到被动极限平衡状态，墙背上作用的土压力增至最大。因是土体被动地被墙推移，称为被动土压力，以 P_p 表示	

3.1.2　静止土压力

当挡土墙具有足够的截面并且建立在坚实的地基上（例如基岩），墙在墙后填土的推力作用下不产生任何移动或转动，同时墙后土体没有破坏处于弹性平衡状态，这时作用于墙背上的土压力称为静止土压力 p_0，如图 3-2 所示。

根据弹性半无限体的应力和变形理论，z 深度处静止土压力 p_0 为

$$p_0 = K_0 \gamma z \tag{3-1}$$

土的自重应力 σ_z 为

$$\sigma_z = \gamma z \tag{3-2}$$

式中：γ——土的重力密度，简称重度，$\mathrm{kN/m^3}$；

K_0——静止土压力系数，可由泊松比 μ 来确定，$K_0 = \dfrac{\mu}{1-\mu}$针对不同工程土体情况见表 3-2。

图 3-2　静止土压力计算图

表 3-2　不同工程土体的泊松比和静止土压力系数

类　型	μ	K_0
砂土	0.2～0.25	0.25～0.33
黏性土	0.25～0.40	0.33～0.67
理想刚体	0.00	0.00
液体	0.50	1.00

在均质土中，静止土压力与计算深度呈三角形分布，对于高度为 H 的竖直挡墙，取单位墙长，则作用在墙上静止土压力的合力值 P_0 为

$$P_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2 \tag{3-3}$$

式中：H——垂直挡墙高度，m；

P_0——墙上静止土压力的合力，方向水平，作用点在距墙底 $H/3$ 高度处，kN/m。

土的静止侧压力系数 K_0 也可以在室内由三轴仪或在现场用原位自钻式旁压仪等测试方法得到。缺乏试验资料时，可以按表 3-3 估算 K_0 值。

表 3-3　K_0 经验计算公式表

序　号	土的类别	计算公式
1	砂性土	$K_0=1-\sin\varphi'$
2	黏性土	$K_0=0.95-\sin\varphi'$
3	超固结黏土	$K_0=\sqrt{OCR}(1-\sin\varphi')$

注：表中 φ' 为土的有效内摩擦角；OCR 为土的超固结比。

《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)给出了静止土压力系数的参考值见表 3-4。

表 3-4　《公路桥涵设计通用规范》给出的 K_0 参考值

类　　别	K_0
砾石、卵石	0.20
砂土	0.25
粉质砂土	0.35
粉质黏土	0.45
黏土	0.55

3.1.3　朗肯土压力理论

1857 年英国学者朗肯(Rankine)研究了土体在自重作用下发生平面应变时达到极限平衡的应力状态，建立了计算土压力的理论。由于其概念明确、方法简便，至今仍被广泛应用。

1. 基本假设

朗肯土压力理论是根据半空间的应力状态和土的极限平衡条件得出的土压力计算方法，又称为极限应力法，见图 3-3。

朗肯理论的基本假设：

(1) 墙本身是刚性的，不考虑墙身的变形；

(2) 墙后填土延伸到无限远处，填土表面水平；

(3) 墙背垂直光滑，墙后土体达到极限平衡状态时产生的两组破裂面不受墙身影响。

图 3-3(a)表示一表面为水平面的半空间，即土体向下和沿水平方向都伸展至无穷，在距地表 z 处取一单位微体 M，当整个土体都处于静止状态时，各点都处于弹性平衡状态。设土的重度为 γ，显然 M 单元垂直法向应力等于该处土的自重应力 $\sigma_z=\gamma z$，而水平法向应力为 $\sigma_x=K_0\gamma z$。

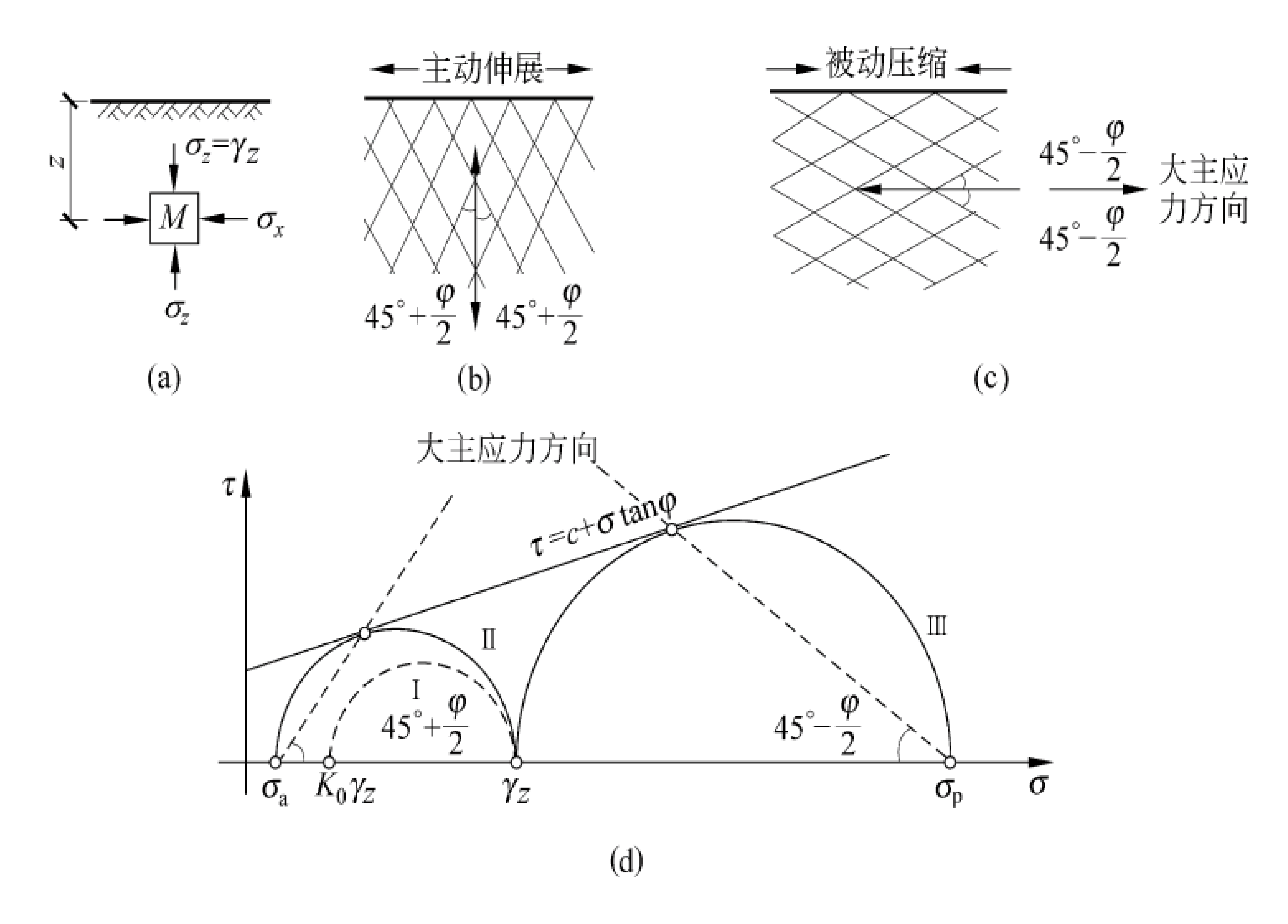


图 3-3　半空间的极限平衡状态

(a) 半空间内的极限微体；(b) 半空间的主动朗肯状态；
(c) 半空间的被动朗肯状态；(d) 用摩尔圆表示主动和被动朗肯状态

由于土体内每一竖直面都是对称面，因此垂直面和水平面上的剪应力都等于零，因而相应截面上的法向应力 σ_x 和 σ_z 都是主应力，此时的应力状态用摩尔圆表示为如图 3-3(d)所示的圆Ⅰ，由于该点处于弹性平衡状态，故摩尔圆没有与抗剪强度包络线相切。

设想由于某种原因将使整个土体在水平方向伸展或压缩，使土体由弹性平衡状态转为塑性平衡状态。如果土体在水平方向伸展，则 M 单元在水平截面上的法向应力 σ_z 不变而垂直截面上的法向应力却逐渐减少，直至满足极限平衡条件为止(称为主动朗肯状态)，此时 σ_x 达到最低限值 σ_a。因此，σ_a 是小主应力，而 σ_z 是大主应力，并且摩尔圆与抗剪强度包络线相切，如图 3-3(d)所示的圆Ⅱ。若土体继续伸展，则只能造成塑性流动，而不致改变其应力状态。反之，如果土体在水平方向被压缩，那么 σ_x 不断增加而 σ_z 却保持不变，直到满足极限平衡条件(称为被动朗肯状态)，此时 σ_x 达到最大限值 σ_p，这时 σ_p 是大主应力而 σ_z 是小主应力，摩尔圆与抗剪强度包络线相切，如图 3-3(d)所示的圆Ⅲ。

由于土体处于主动朗肯状态时，大主应力所作用的面是水平面，故剪切破坏面与垂直面夹角为 $\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right)$，如图 3-3(b)所示。当土体处于被动朗肯状态时，大主应力所作用的面是垂直面，故剪切破坏面与水平面夹角为 $\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)$，如图 3-3(c)所示。因此，整个土体由互相平行的两组剪切面组成。

朗肯将上述原理应用在挡土墙土压力计算中，根据其假设推导出无黏性土的土压力和黏性土的土压力的主动土压力与被动土压力计算公式。

2. 无黏性土的土压力(见表 3-5)

表 3-5　无黏性土的压力计算

	主动土压力	被动土压力
计算公式	$p_a=\gamma z K_a$ 式中：p_a——主动土压力，kPa； K_a——主动土压力系数， $K_a=\tan^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)$； γ——土的重度，kN/m³； z——计算点离填土表面的深度，m	$p_p=\gamma z K_p$ 式中：p_p——被动土压力，kPa； K_p——被动土压力系数， $K_p=\tan^2\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right)$； γ——土的重度，kN/m³； z——计算点离填土表面的深度，m
土压力分布	p_a 与 z 成正比，当 $z=0$ 时，$p_a=0$，当墙底 $z=H$ 时，$p_a=\gamma H K_a$，呈三角形分布，见示意图	p_p 与 z 成正比，当 $z=0$ 时，$p_p=0$；当 $z=H$ 时，$p_p=\gamma H K_p$，呈三角形分布，见示意图
总土压力	取挡土墙长度方向上 1 延米计算，P_a 为土压力三角形分布图的面积，即 $P_a=\frac{1}{2}\gamma H^2 K_a$	取挡土墙长度方向上 1 延米计算，P_p 为土压力三角形分布图的面积，即 $P_p=\frac{1}{2}\gamma H^2 K_p$
总土压力的作用点	位于土压力三角形分布图的重心，距离墙底为 $H/3$ 处，见示意图	位于土压力三角形分布图的重心，距离墙底为 $H/3$ 处，见示意图
示意图	A　H　P_a　$\frac{H}{3}$　B　$\gamma H K_a$	P_p　$\frac{H}{3}$　$\gamma H K_p$

3. 黏性土的土压力(见表 3-6)

表 3-6　黏性土的土压力计算

	主动土压力	被动土压力
计算公式	$p_a=\gamma z K_a-2c\sqrt{K_a}$ 式中：c——土的黏聚力，kPa	$p_p=\gamma z K_p+2c\sqrt{K_p}$ 式中：c——土的黏聚力，kPa
土压力分布	两部分组成： 第一部分 $\gamma z K_a$，与无黏性土相同，是由土的自重 γz 产生的，与深度 z 成正比，此部分土压力呈三角形分布； 第二部分为 $-2c\sqrt{K_a}$，由黏性土的黏聚力 c 产生，为一个常数； 黏性土的主动土压力分布只有△abc 部分，见示意图	两部分组成： 第一部分 $\gamma z K_p$，与无黏性土相同，是由土的自重 γz 产生的，与深度 z 成正比，此部分土压力呈三角形分布； 第二部分为 $2c\sqrt{K_p}$，由黏性土的黏聚力 c 产生，为一个常数； 上述两部分的土压力叠加，则成梯形分布，见示意图

续表

	主动土压力	被动土压力
总土压力	取挡土墙长度方向上 1 延米计算，P_a 为土压力三角形分布图的面积，即 $$P_a=\frac{1}{2}\gamma H^2K_a-2cH\sqrt{K_a}+\frac{2c^2}{\gamma}$$	取挡土墙长度方向上 1 延米计算，P_p 为土压力三角形分布图的面积，即 $$P_p=\frac{1}{2}\gamma H^2K_p+2cH\sqrt{K_p}$$
总土压力的作用点	总主动土压力的作用点位于 △abc 的重心位置，即 $\frac{H-z_0}{3}$ 处，临界深度 $z_0=\frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$	总被动土压力的作用点位于土压力分布梯形的重心 G 点（计算见图 3-4）。图中取 $\angle PQR$ 为 α，$\overline{PQ}$ 为中线 $GP=\frac{H}{3\sin\alpha}\cdot\frac{a+2b}{a+b}$　$GQ=\frac{H}{3\sin\alpha}\cdot\frac{2a+b}{a+b}$
示意图		

3.1.4　库仑土压力理论

1776 年法国库仑(C. A. Coulomb)根据墙后土楔体处于极限平衡状态时的力系平衡条件，提出了一种土压力分析方法，称为库仑土压力理论。

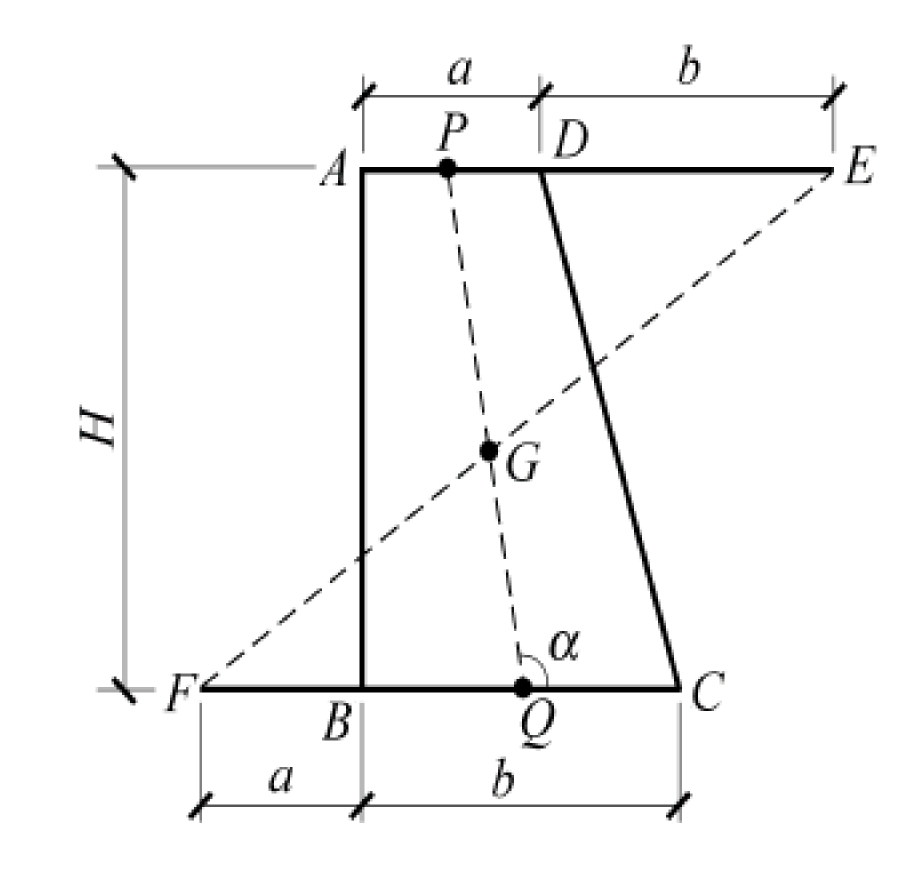


图 3-4　黏性土的被动土压力求解梯形中心

1. 适用条件

该理论根据墙后土体处于极限平衡状态并形成一滑动楔体时，从楔体的静力平衡条件得出土压力计算理论。库仑理论的适用条件见表 3-7。

表 3-7　库仑土压力理论的适用条件

项 次	适 用 条 件
1	墙背俯斜，倾角为 ε，如图 3-5 所示
2	墙背粗糙，墙上摩擦角 δ
3	填土为理想散粒体 $c=0$
4	填土表面倾斜，坡角为 β，如图 3-5 所示
5	滑动破坏面为一平面

2. 无黏性土主动土压力

一般挡土墙的计算均属于平面问题，故在以下的讨论中均沿着墙的长度方向取 1m 进行分析，主动土压力分布呈三角形，如图 3-5(c)所示。

当墙向前移动或转动而使墙后土体沿着某一破坏面 BC 破坏时，土体 ABC 向下滑动而处于主动极限平衡状态。此时，作用在墙上的主动土压力是

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \tag{3-4}$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi-\varepsilon)}{\cos^2\varepsilon\cos(\delta+\varepsilon)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\delta+\varphi)\sin(\varphi-\beta)}{\cos(\delta+\varepsilon)\cos(\varepsilon-\beta)}}\right]^2} \tag{3-5}$$

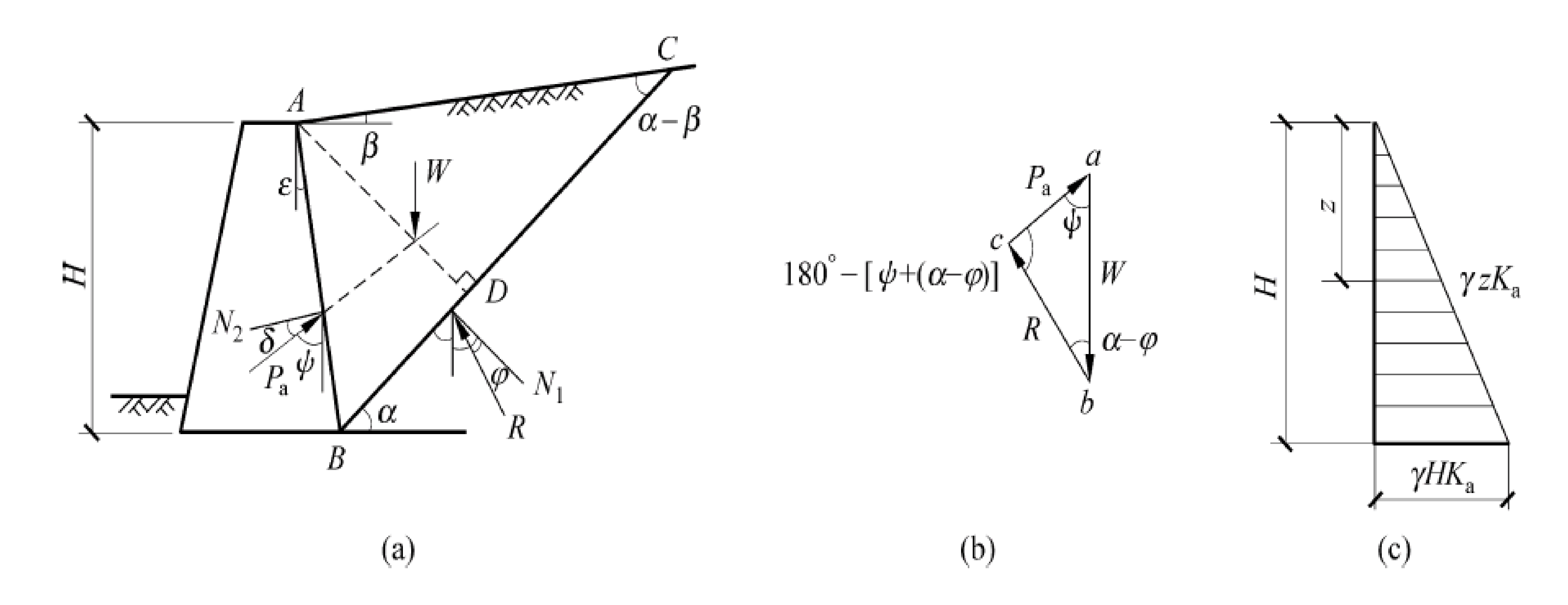


图 3-5　库仑主动土压力计算图

图 3-5 中：ψ——W 与 P_a 的夹角，$\psi=90°-\delta-\varepsilon$；

W——滑楔自重，kN；

K_a——主动土压力系数；

ε——墙背的倾斜角，(°)；

β——土对挡土墙背的摩擦角，(°)；

δ——墙后填土面的倾角，(°)；

φ——填土的内摩擦角，(°)；

R——滑动面 BC 上的反力，kN。

为了使计算简便，主动土压力系数 $K_a=f(\delta,\varepsilon,\varphi,\beta)$，可以查表 3-8、表 3-9 获得。

表 3-8　主动土压力系数 K_a 与 δ、φ 的关系($\varepsilon=0,\beta=0$)

φ	10°	12.5°	15°	17.5°	20°	25°	30°	35°	40°
$\delta=0$	0.71	0.64	0.59	0.53	0.49	0.41	0.33	0.27	0.22
$\delta=+\frac{\varphi}{2}$	0.67	0.61	0.55	0.48	0.45	0.38	0.32	0.26	0.22
$\delta=+\frac{2\varphi}{3}$	0.66	0.59	0.54	0.47	0.44	0.37	0.31	0.26	0.22
$\delta=\varphi$	0.65	0.58	0.53	0.47	0.44	0.37	0.31	0.26	0.22

表 3-9　主动土压力系数 K_a 与 φ、ε、β 的关系($\delta=0$)

计算用图	φ	β / ε	$+30°$	$+12°$	$0°$	$-12°$	$-30°$
	20°	$\varepsilon=+20°$		0.81	0.65	0.57	
		$\varepsilon=+10°$		0.68	0.55	0.50	
		$\varepsilon=0°$		0.60	0.49	0.44	
		$\varepsilon=-10°$		0.50	0.42	0.38	
		$\varepsilon=-20°$		0.40	0.35	0.32	
	30°	$\varepsilon=+20°$	1.17	0.59	0.50	0.43	0.34
		$\varepsilon=+10°$	0.92	0.48	0.41	0.36	0.33
		$\varepsilon=0°$	0.75	0.38	0.33	0.30	0.26
		$\varepsilon=-10°$	0.61	0.31	0.27	0.25	0.22
		$\varepsilon=-20°$	0.50	0.24	0.21	0.20	0.18
	40°	$\varepsilon=+20°$	0.59	0.43	0.38	0.33	0.27
		$\varepsilon=+10°$	0.43	0.32	0.29	0.26	0.22
		$\varepsilon=0°$	0.32	0.24	0.22	0.20	0.18
		$\varepsilon=-10°$	0.24	0.17	0.16	0.15	0.13
		$\varepsilon=-20°$	0.16	0.12	0.11	0.10	0.10

墙背与填土之间的摩擦角由试验确定或从参考表 3-10 中取值。

表 3-10　土对挡土墙的墙背摩擦角 δ

挡土墙背粗糙度及填土排水情况	δ
墙背平滑，排水不良	$0\sim\frac{\varphi}{3}$
墙背粗糙，排水良好	$\frac{\varphi}{3}\sim\frac{\varphi}{2}$
墙背很粗糙，排水良好	$\frac{\varphi}{2}\sim\frac{2\varphi}{3}$

3. 无黏性土被动土压力

当墙受到外力作用推向土体，直至土体沿着某一破坏面 BC 破坏时，土体 ABC 向上滑动，并处于被动极限平衡状态。此时，作用在墙上的被动土压力是

$$P_p=\frac{1}{2}\gamma H^2K_p \tag{3-6}$$

$$K_p=\frac{\cos^2(\varphi+\varepsilon)}{\cos^2\varepsilon\cos(\varepsilon-\delta)\left[1-\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi+\beta)}{\cos(\varepsilon-\delta)\cos(\varepsilon-\beta)}}\right]^2} \tag{3-7}$$

式中：K_p——被动土压力系数(见图 3-6)。

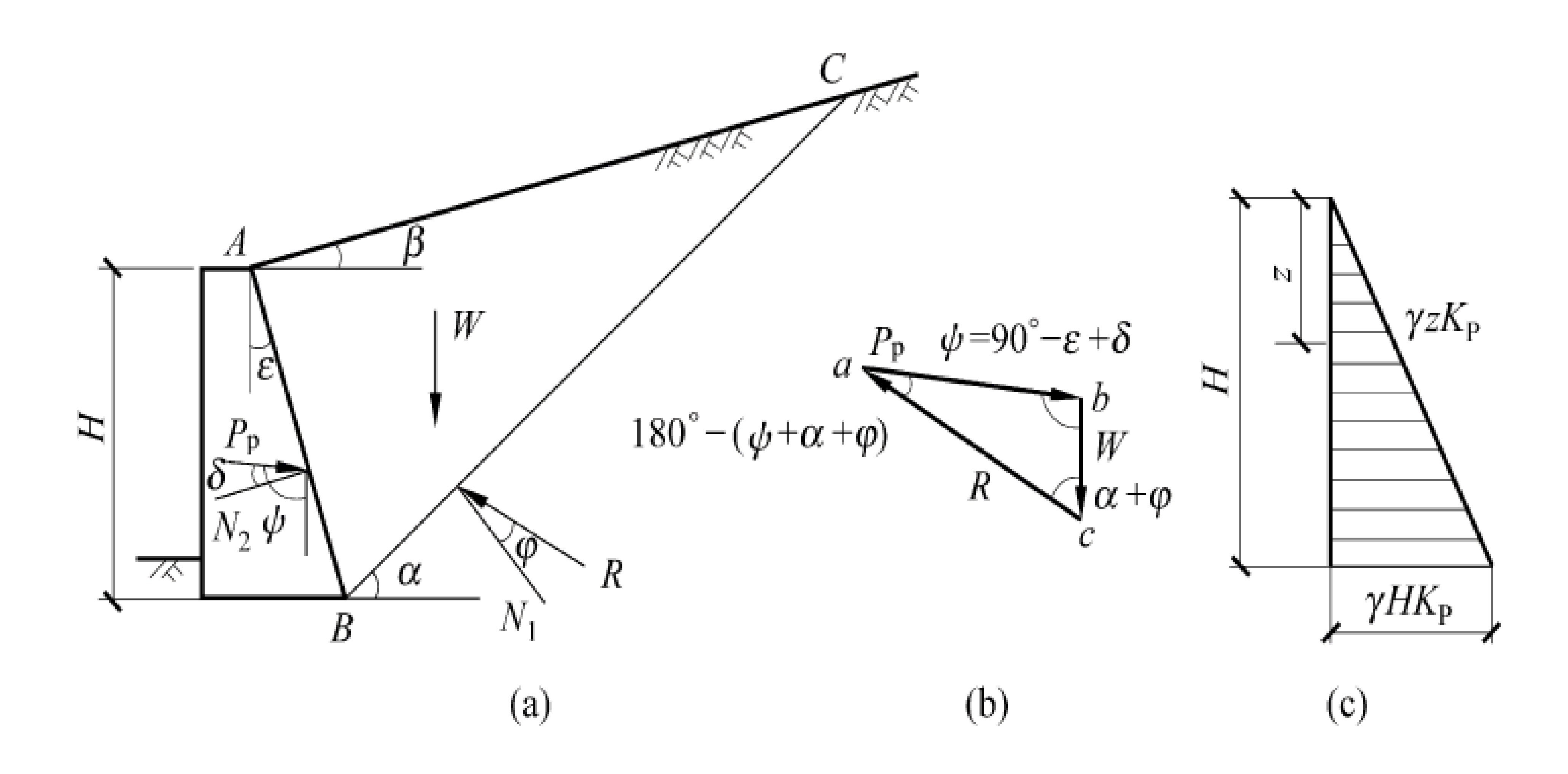


图 3-6 库仑被动土压力计算图

ψ—W 与 P_p 的夹角，$\psi=90°+\delta-\varepsilon$

3.2 岩石力学计算理论

3.2.1 围岩压力及分类

1. 围岩的概念及其应力状态

地下建筑结构是建设在地下且具有一定应力场的地质环境中，岩体应力状态会极大地影响在其中的结构设计。地下建筑结构设计主要是设计在这个地质环境中支护结构是否能够抵抗因围压而产生的应力和变形问题。

由于岩体的自重和地质构造作用，在开挖洞室前岩体中就已存在地应力场，人们习惯称之为围岩的初始应力场。它是经历了漫长的应力历史而逐渐形成的，并处于相对稳定和平衡状态。

洞室开挖后，由于围岩在开挖面处解除了约束，破坏了这种平衡，洞内各点的应力状态发生了变化，其结果是引起洞室周围各点的位移，为适应应力的这种变化而达到新的平衡状态的现象叫做应力重分布。但这种应力重分布仅限于洞室周围一定范围内的岩体，在此范围以外仍保持在初始应力状态。通常我们把洞室周围发生应力重分布的这部分岩体叫做围岩，而把重新分布后的应力状态叫做围岩应力状态或二次应力状态。

由于二次应力状态的作用，使围岩发生向洞内的位移，这种位移称之为收敛。若岩体强度高、整体性好、断面形状有利，岩体的变形到一定程度就自行终止，围岩是稳定的状态。反之，岩体的变形将自由地发展下去，最终导致洞室围岩整体失稳而破坏。在这种情况下，应在开挖后沿着洞室周边设置支护结构，对岩体的移动产生阻力，形成约束。同时支护结构也将承受围岩所给予的作用力，并产生变形。如果支护结构有一定的强度和刚度，这种围岩和支护结构的相互作用会一直延续到支护所能提供的抗力与围岩作用力之间达到平衡为止，从而形成一个力学上稳定的洞室结构体系，这就是支护应力状态或三次应力状态。支护应力状态满足稳定要求后就会形成一个稳定的洞室结构。

2. 围岩压力的基本概念

围岩压力对于地下建筑结构工程而言，是指作用在支护结构上的作用力。支护结构上承受的荷载与支护结构的刚度以及支护架设的时间等因素有关。

广义地讲，我们将围岩二次应力状态的全部作用称为围岩压力。这种作用在无支护洞室中出现在围岩中，在有支护结构的洞室中，表现为围岩和支护结构的相互作用，这种荷载作用的概念和分配过程在围岩—结构计算模式中得到了充分的体现。目前一般工程中所认为的围岩压力，是指洞室开挖后的二次应力状态，围岩产生变形或破坏所引起的作用在衬砌上的压力。

3. 围岩压力分类

(1) 变形压力

变形压力是由于围岩变形受到支护的抗力而产生的。按其成因可分为三种：

弹性变形压力。当采用紧跟开挖面进行支护的施工方法时，由于存在着开挖面的“空间效应”而使支护受到一部分围岩的弹性变形作用，由此而形成的变形压力称为弹性变形压力。

塑性变形压力。由于围岩塑性变形(有时还包括一部分弹性变形)而使支护受到的压力称为塑性变形压力，这是最常见的一种围岩变形压力。

流变压力。围岩产生显著的随时间增长的变形或流动。压力是由岩体变形、流动引起的，有显著的时间效应，它能使围岩鼓出或闭合，甚至完全封闭。

变形压力是由围岩变形表现出来的压力，所以变形压力的大小，既决定于原岩应力大小、岩体力学性质，也决定于支护结构刚度和支护时间。

(2) 松动压力

由于开挖而松动或塌落的岩体，以重力形式直接作用在支护上的压力称为松动压力。

由于洞室的开挖，若不进行任何支护，周围岩体会经过应力重分布⟶变形⟶开裂⟶松动⟶逐渐塌落的过程，在洞室的上方形成近似拱形的空间后停止塌落。将洞室上方所形成的相对稳定的拱称为“自然平衡拱”(如图 3-7)。自然平衡拱上方的一部分岩体承受着上覆地层的全部重力，如同一个承载环一样，并将荷载向两侧传递下去，这就是围岩的“成拱作用”。而自然平衡拱范围内破坏了的岩体的重力，就是作用在支护结构上围岩松动压力的来源。其成拱作用也可以解释为在形成松动压力时，围岩的“承载作用”。

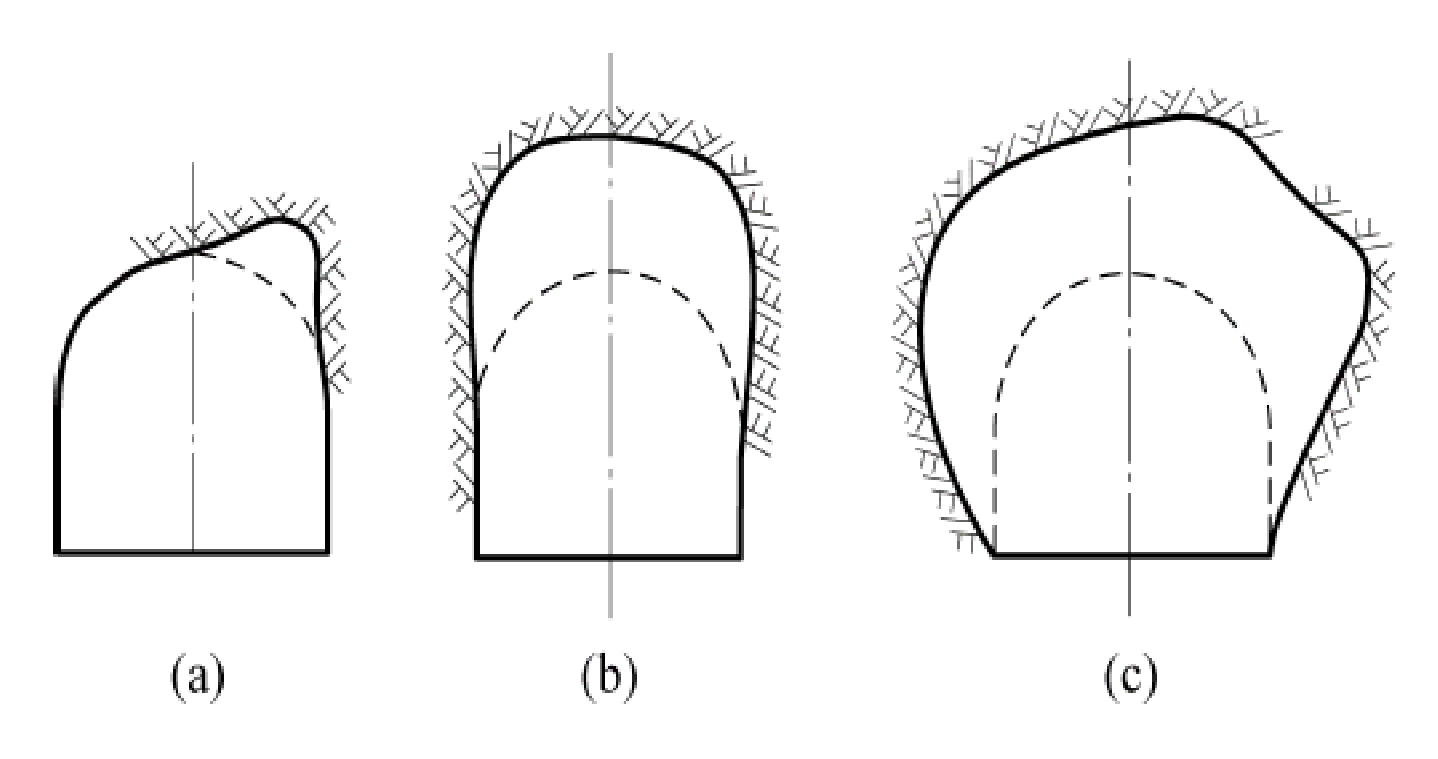


图 3-7　因塌方形成的自然平衡拱

实践证明，自然平衡拱范围的大小除了受上述的围岩地质条件、支护结构架设时间、刚度以及它与围岩的接触状态等因素影响外，还取决于以下诸因素：

洞室的尺寸。洞室跨度越大，则自然平衡拱越高，围岩压力也越大。

洞室的埋深。人们从实践中得知，只有当洞室埋深超过某一临界值时，才有可能形成自然平衡拱。习惯上将这种洞室称为深埋洞室，否则称为浅埋洞室。由于浅埋洞室不能形成自然平衡拱，所以浅埋洞室围岩压力的大小与埋置深度直接相关。

施工因素。如爆破的影响，爆破所产生的震动，常常使围岩过度松弛，造成围岩压力过大。又如分部开挖多次扰动围岩，也会引起围岩失稳，使围岩压力加大。

根据对这种围岩松动和破坏范围的统计，引起围岩松动和破坏的范围有大有小，如有的可达地表，有的则很小。而对于一般裂隙岩体中的深埋洞室，其波及范围仅涉及洞室周围的一定深度。这种压力直接表现为荷载的形式是：顶压大，侧压小。松动压力通常由下述三种情况形成：

① 在整体稳定的岩体中，可能出现个别松动掉块的岩石对支护造成的落石压力，表现出局部的围岩应力(图 3-7(a))；

② 在松散软弱的岩体中，洞室顶部和两侧形成扇形塌落对支护造成的散体压力，分布较均匀(图 3-7(b))；

③ 在节理发育的裂隙岩体中，围岩某些部位的岩体沿弱面发生剪切破坏或拉坏，形成了局部塌落的非对称的松动压力(图 3-7(c))。

(3) 膨胀压力

岩体具有吸水膨胀崩解的特性，其膨胀、崩解、体积增大可以是物理性的，也可以是化学性的。由于围岩膨胀崩解而引起的压力称为膨胀压力。膨胀压力与变形压力的基本区别在于它是由吸水膨胀引起的。从现象上看，它与流变压力有相似之处，但两者的机理完全不同，因此对它们的处理方法也各不相同。

岩体的膨胀性，既决定于其蒙脱石、伊利石和高岭土的含量，也取决于外界水的渗入和地下水的活动特征。岩体中有水源供给，蒙脱石含量越高，膨胀性越大。

在以往试验中人们已观察到，膨胀荷载一般只在仰拱处产生，即膨胀荷载的方向与自重荷载相反，但量值常大于覆盖层自重的若干倍。因此对承重结构来说，膨胀荷载常为最不利的荷载形式。

膨胀荷载的大小与岩体的状态、洞室结构形式等很多因素有关，目前还没有计算模型来计算膨胀荷载的大小，通常只根据经验数据或量测结果来估计。太沙基根据经验提出膨胀压力可相当于 $h=80\text{m}$ 厚覆盖层的自重，假设覆盖层岩体的重度为 24kN/m^3，则膨胀荷载为

$$p_v = \gamma h = 24 \times 80 = 1\,920(\text{kPa}) = 1.92(\text{MPa}) \tag{3-8}$$

米勒(Müller)根据某洞室在建造过程中的试验测试结果，绘制如图 3-8 的膨胀荷载随时间而变的过程。由图 3-8 中可看出，个别测点的膨胀压力可达 3.5MPa 以上，这大约相当于 146m 的覆盖层厚度，这是一个相当大的荷载，是具有一般强度的洞室承重结构无法承担的外荷载。为了使承重结构不被破坏，在膨胀地质条件下需设计特殊结构形式。如采取图 3-8 中膨胀荷载的平均值，约为 2MPa，这与太沙基提出的近似估计是比较接近的。

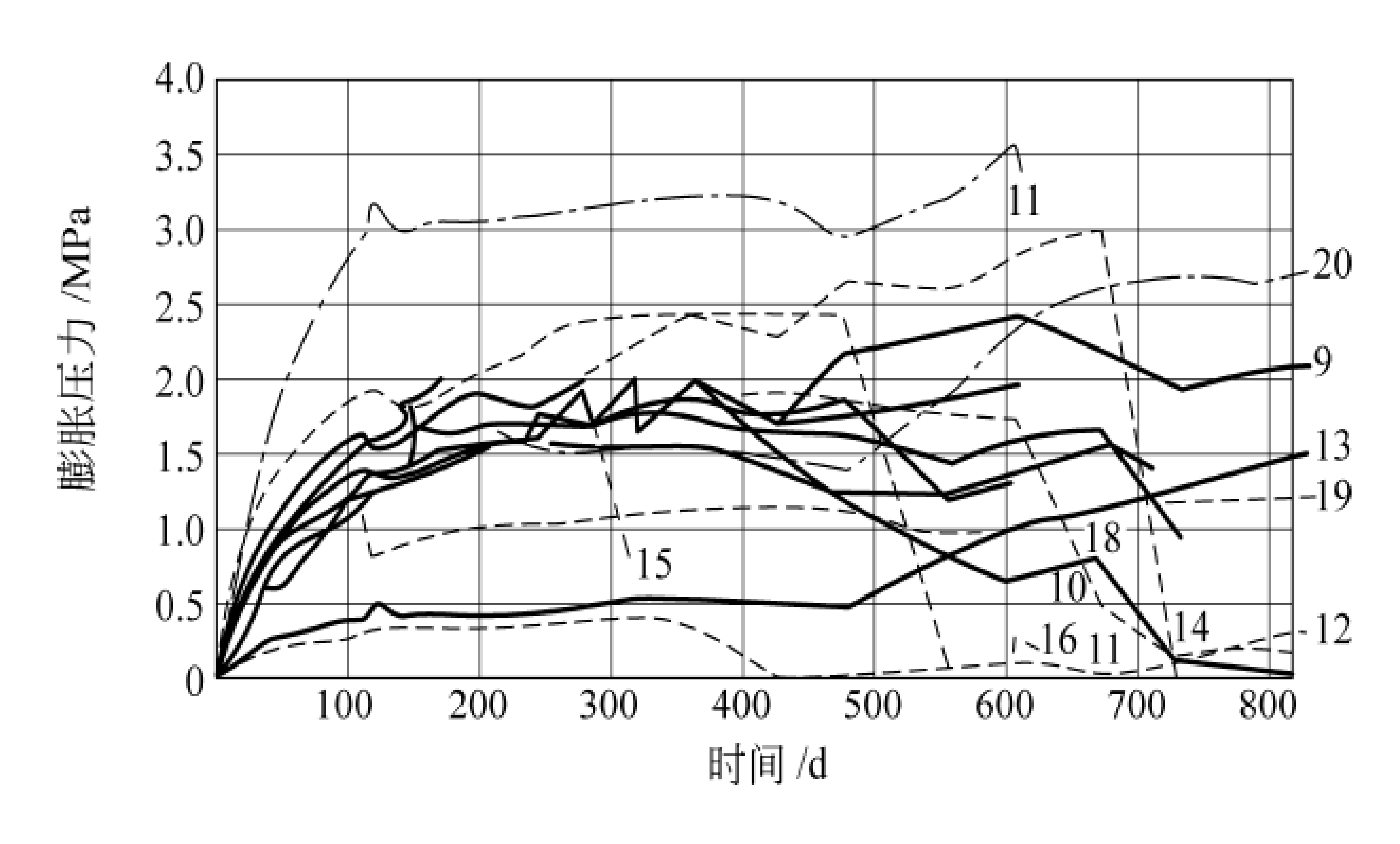


图 3-8　膨胀压力实测曲线

米勒在给出试验得到的膨胀荷载随时间变化的结论同时，还给出仰拱处由于膨胀而使结构产生底臌 ΔH 的试验结果。从图 3-9 可以看出，膨胀可使仰拱中心处产生的上升位移最大达 24mm。由于膨胀会引起较大的附加荷载及附加位移，因此在膨胀地质条件下建造洞室时，要充分考虑膨胀因素。

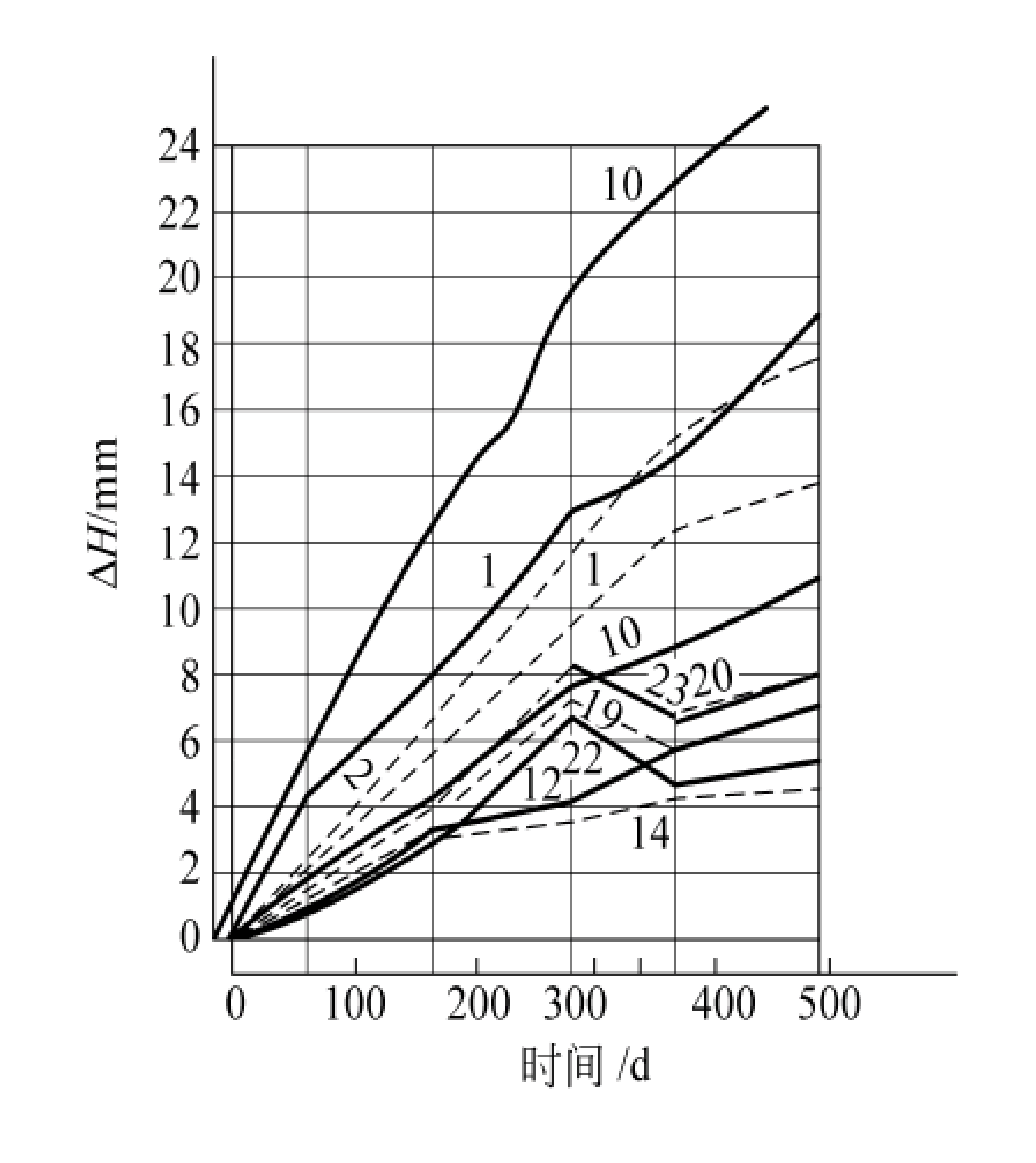


图 3-9　仰拱中心处因膨胀引起的上升位移

(4) 冲击压力

冲击压力又称岩爆，它是在围岩积聚了大量的弹性变形能之后，由于开挖突然释放出来的能量所产生的压力。一般是在高地应力的坚硬岩石中发生。

由于冲击压力是岩体能量的积聚与释放问题，所以它与岩体弹性模量直接相关。弹性模量较大的岩体在高地应力作用下，易于积聚大量的弹性变形能，一旦遇到适宜条件，它就会突然猛烈地大量释放。

围岩压力按其作用方向，又可分为垂直压力、水平侧向压力和底部压力。在坚硬岩层中，围岩水平压力很小，常可忽略不计，在松软岩层中，围岩水平压力较大，计算中必须考虑。围岩底部压力是向上作用在衬砌结构底板上的荷载。一般来说，在松软地层和膨胀性岩层中建造的地下结构会受到较大的底部压力。

4. 松动压力的计算

松动压力与洞室塌方形态相关，塌方的基本形态有发生在拱部或侧壁的局部塌方(图 3-7(a))，这主要是在大块状岩体中。另一类是发生在层状岩体或碎块状岩体中的拱形塌方(图 3-7(b)、(c))。

(1) 深埋洞室围岩松动压力的特征

压力的分布是不均匀的，在块状岩体中这种不均匀性更明显。

洞室的塌方高度与开挖高度 H 和跨度 B 有关，但两者的影响并不等价。

此外，围岩的松弛范围与施工技术有很大关系。现代洞室施工技术的一个重要发展是把岩体的破坏控制在最小限度。例如采用非爆破开挖或控制爆破等，塌落范围的发展将受到限制。若及时采用锚

喷支护同样也会将岩体的破坏范围控制在最小限度。

(2) 深埋洞室围岩松动压力的计算方法

在洞室工程中，计算其上作用荷载的方法与其他的结构计算方法不同，通常不能通过公式准确计算得出，在很大程度上需依靠经验数据，计算方法为数值模拟方法。

我国《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2005)推荐的统计法中，垂直均布压力作用下结构上的作用(荷载)计算公式如下

$$q = \gamma_r h_r \tag{3-9}$$

式中：q——垂直围岩压力，kPa；

γ_r——围岩重度，kN/m^3；

h_r——计算围岩高度，m。

① 当为单线铁路隧道时

$$h_r = 0.41 \times 1.79^s \tag{3-10}$$

式中：S——围岩级别的等级，如Ⅱ级围岩 $S=2$。

② 当为双线及以上隧道时

$$h_r = 0.45 \times 2^{s-1} \times \omega \tag{3-11}$$

式中：ω——开挖宽度影响系数，以 $B=5$m 为基准，B 每增减 1m 时围岩压力的增减率，$\omega=1+i(B-5)$，其中，当 $B<5$，取 $i=0.2$；当 $B>5$m，取 $i=0.1$。

公式(3-9)～式(3-11)适用于钻爆法施工的深埋隧道，且 $H/B<1.7$，不适用于有显著偏压及膨胀压力的围岩。

水平均布压力如表 3-11。

表 3-11 围岩水平均布作用压力

围岩级别	Ⅰ、Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ	Ⅵ
水平均布压力	0	$<0.15q$	$(0.15\sim0.3)q$	$(0.3\sim0.5)q$	$(0.5\sim1.0)q$

在按荷载结构模型计算结构的内力时，除要确定均布围岩压力的数值外，更重要的是要考虑荷载分布的不均匀性。对于图 3-10 中所示的非均布压力用等效压力检算结构内力，即非均布压力的总和应与均布压力的总和相等的方法来确定各荷载图形中的最大压力值。

在通常情况下，可以垂直和水平均布压力图形为主计算结构内力，并用偏压及不均匀分布荷载图形进行校核，较好的围岩着重于用局部压力校核结构内力。

另外，还应考虑围岩水平压力非均匀分布的情况。

必须指出，下述压力分布图形只概括了一般情况，当有地质、地形或其他原因产生特殊的荷载时，围岩松动压力的大小和分布应根据实际情况分析确定。

例 3-1 隧道穿越Ⅳ级围岩，其开挖尺寸净宽 10.0m，净高 10.00m，围岩天然重度 $\gamma=20kN/m^3$，试确定其围岩的松动压力。

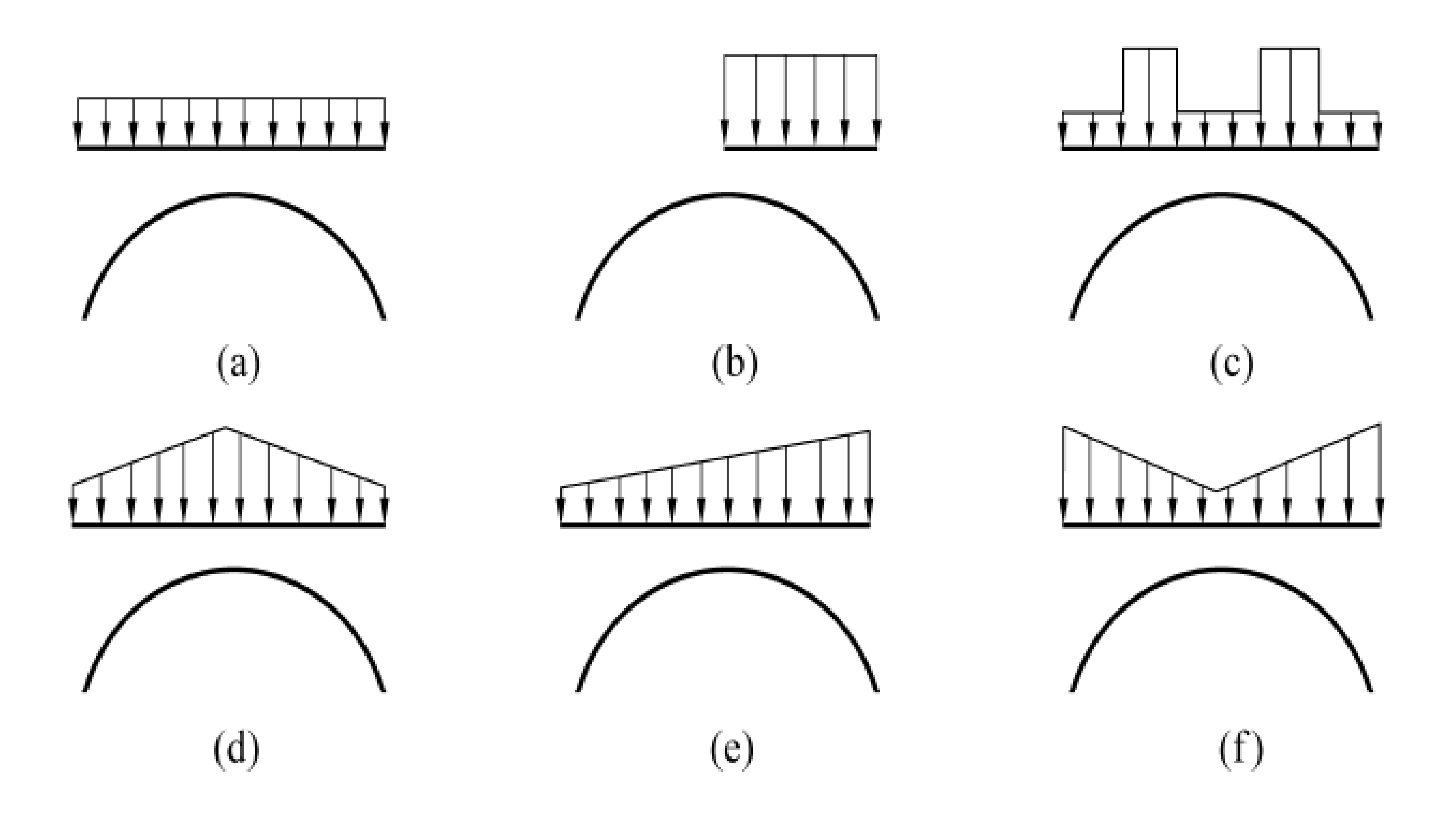


图 3-10　不均匀荷载的分布特征

解　隧道的高度与跨度之比

$$H/B = 10.00/10.00 = 1 < 1.7$$

对于单线隧道采用公式(3-9)和式(3-10)计算得

垂直均布压力作用　$q = \gamma h_r$

式中　$h_r = 0.41 \times 1.79^s = 0.41 \times 1.79^4 = 4.21(\text{m})$

代入上式，有　$q = 20 \times 4.21 = 84.20(\text{kPa})$

水平均布压力　$e = (0.15 \sim 0.3) \times 84.20 = 12.63 \sim 25.26(\text{kPa})$

3.2.2　非圆形洞室等代圆法

在洞室围岩变形与破坏的简化分析中，常把直墙拱形、曲墙拱形等接近圆形断面的洞室形状假定为圆形，这种方法称之为等代圆法。非圆形洞室等代为圆形洞室的分析方法在国内外相关科技文献中是一种广泛采用的方法。这些方法都是以洞室的几何形状和大小为基本量，并假定某种依赖关系进行等代的方法，不考虑应力状态等其他因素的影响，有一定的近似性，比较简便。下面是几种求等代圆的常用方法。

1. 取断面外接圆半径

如图 3-11(a)所示，洞室各部分尺寸与等代关系由下式表示

$$r_0 = \frac{\sqrt{4h^2 + b^2}}{4\cos\left(\arctan \dfrac{b}{2h}\right)} \tag{3-12}$$

式中：r_0——等代圆半径，m；

h——断面高度，m；

b——断面跨度，m。

2. 取圆拱半径

如图 3-11(b)所示，设洞室跨度为 b，圆拱对应的圆心角为 α，则等代圆半径 r_0 为

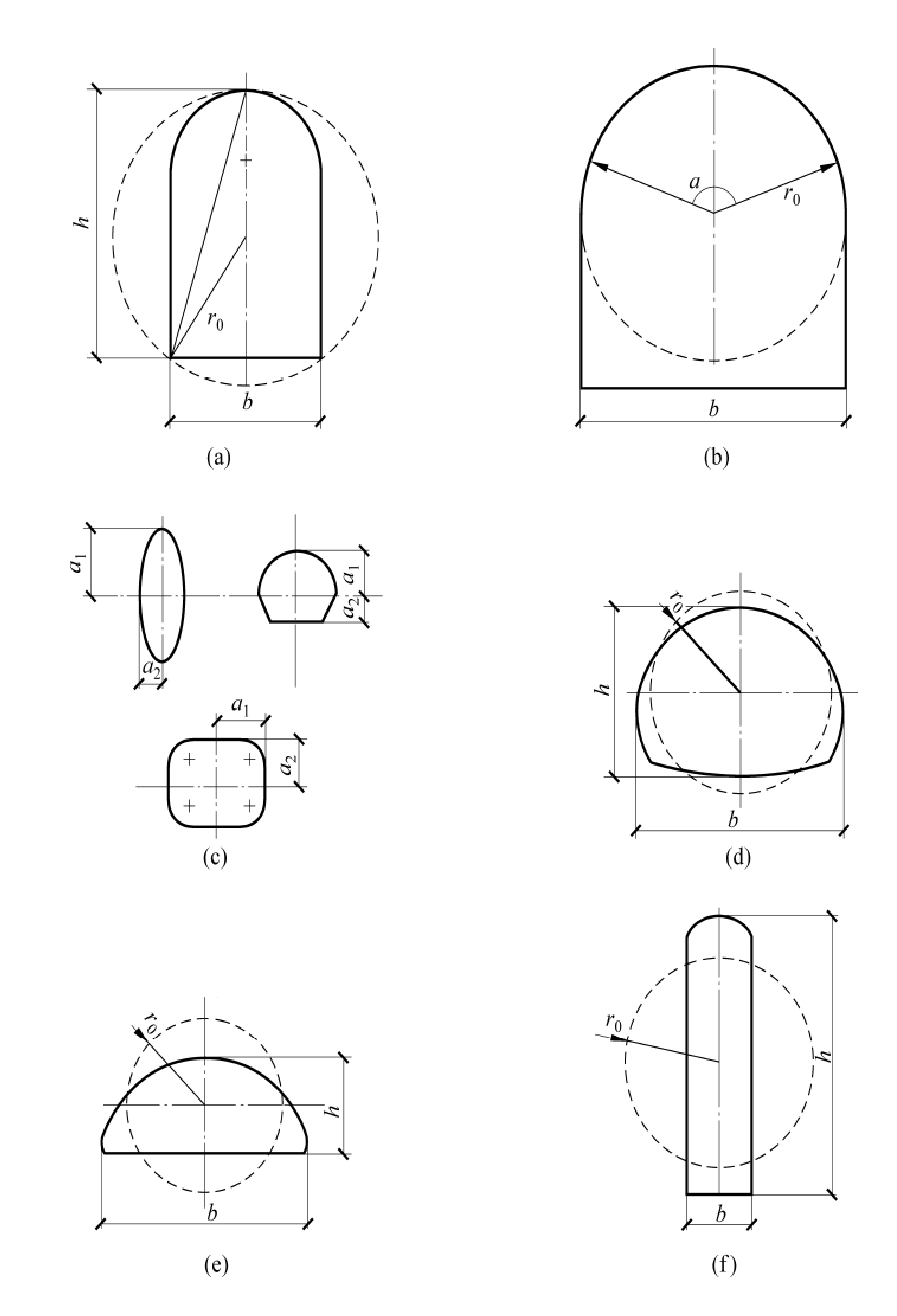


图 3-11　非圆形洞室等代圆半径 r_0 计算法

$$r_0 = \frac{b}{2\sin\frac{\alpha}{2}} \tag{3-13}$$

3. 取大小半径和的 1/2

如图 3-11(c)所示，a_1，a_2 为大小半径，则等代圆半径 r_0 为

$$r_0 = \frac{a_1 + a_2}{2} \tag{3-14}$$

4. 取洞室高度与跨度之和的 1/4

前面三种方法对于洞室工程中常用的高跨比(h/b)在 0.8～1.25 范围内大体都是适用的。但对于

一些大跨度、高边墙的洞室，则以改进后的第三种方法，即取洞室高度与跨度之和的 1/4 来计算，如图 3-11(d)、(e)、(f)所示。h、b 分别是断面高度和跨度，则等代圆半径为

$$r_0 = \frac{h+b}{4} \tag{3-15}$$

3.2.3　圆形洞室围岩线弹性应力和位移分析

对于完整、均匀、坚硬的岩体，无论是分析围岩的应力和位移，还是评定围岩的稳定性，采用弹性力学方法都是可以的。对于成层的和节理发育的岩体，如果层理或节理等不连续面的间距与所研究的问题的尺寸相比较小时，则连续化假定和弹性力学的方法也是适用的。

1. 无支护圆形洞室围岩的应力分析

如图 3-12 所示，在围岩中开挖半径为 r_0 的圆形洞室后，其围岩应力状态可用弹性力学中的柯西(G. Kirsch)公式表示。围岩中任意一点的应力为

径向应力
$$\sigma_r = \frac{\sigma_z}{2}[(1-\alpha^2)(1+\lambda)+(1-4\alpha^2+3\alpha^4)(1-\lambda)\cos 2\varphi] \tag{3-16}$$

切向应力
$$\sigma_t = \frac{\sigma_z}{2}[(1+\alpha^2)(1+\lambda)-(1+3\alpha^4)(1-\lambda)\cos 2\varphi] \tag{3-17}$$

剪应力
$$\tau_{rt} = -\frac{\sigma_z}{2}(1-\lambda)(1+2\alpha^2-3\alpha^4)\sin 2\varphi \tag{3-18}$$

式中：r，φ——围岩内任一点极坐标；

σ_z——初始地应力，MPa；

λ——岩石侧压力系数；

$\alpha=\frac{r_0}{r}$。

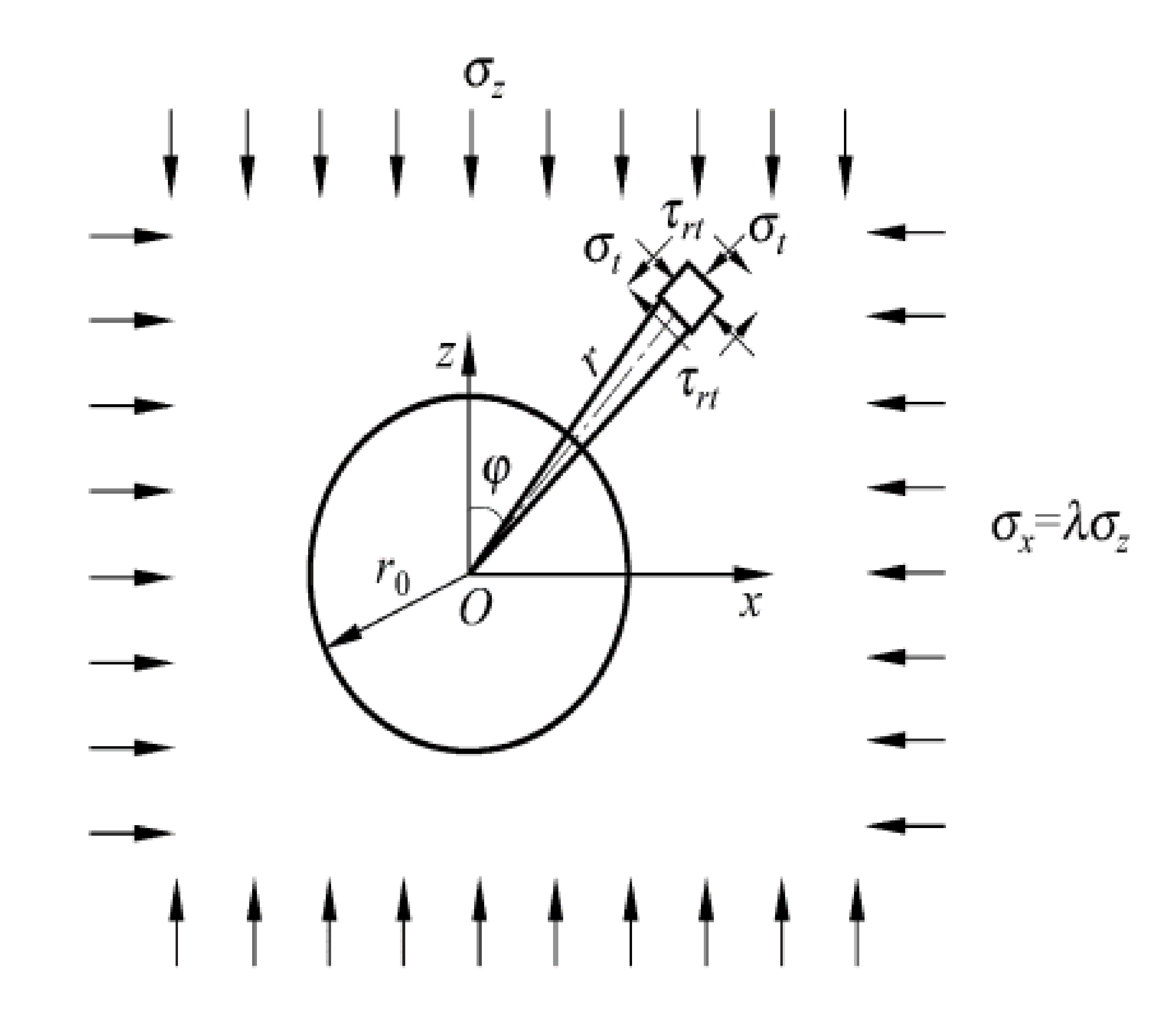


图 3-12　柯西力学模型

径向应力、切向应力以压应力为正；剪应力以作用面外法线与坐标轴一致而应力方向与坐标轴指向相反为正。

(1) 在轴对称条件下，即 $\lambda=1$ 时，由式(3-16)～式(3-18)可得围岩的应力

$$\sigma_r = \sigma_z(1-\alpha^2) \tag{3-19}$$

$$\sigma_t = \sigma_z(1+\alpha^2) \tag{3-20}$$

$$\tau_{rt} = 0 \tag{3-21}$$

(2) 在非轴对称的条件下，即 $\lambda \neq 1$ 时，同样由式(3-16)～式(3-18)可得 $r=r_0$ 围岩的应力

$$\sigma_r = 0 \tag{3-22}$$

$$\sigma_t = \sigma_z[(1+\lambda)-2(1-\lambda)\cos 2\varphi] \tag{3-23}$$

$$\tau_{rt} = 0 \tag{3-24}$$

在水平直径处，$r=r_0$，$\varphi=90°$ 时，有 $\sigma_t=\sigma_z(3-\lambda)$，说明此处切向应力较初始应力值提高了 $3-\lambda$ 倍，表现出应力集中现象。在拱顶处，$r=r_0$，$\varphi=0$ 时，有 $\sigma_t=\sigma_z(3\lambda-1)$，当 $\lambda=0$ 时，拱顶切向拉应力最

大 $\sigma_t=-\sigma_z$。通常围岩的侧压力系数 λ 在 0.2～0.5 之间。

2. 无支护圆形洞室围岩的位移分析

如图 3-12 所示，在围岩中开挖半径为 r_0 的圆形洞室后，其围岩的位移可用弹性力学中的柯西(G. Kirsch)公式表示。围岩中任意一点的位移为

径向位移
$$u=\frac{\sigma_z(1+\mu)}{2E}r_0\alpha\{(1+\lambda)+(1-\lambda)[4(1-\mu)-\alpha^2]\cos2\varphi\} \tag{3-25}$$

切向位移
$$\nu=-\frac{\sigma_z(1+\mu)}{2E}r_0\alpha(1-\lambda)[2(1-2\mu)+\alpha^2]\sin2\varphi \tag{3-26}$$

式中：u——因开挖所引起的围岩径向位移，u 已经减去开挖前存在的位移 u_0，径向位移以向洞室内为正，m；

ν——切向位移，以顺时针为正，m；

μ——岩石泊松比；

E——岩石弹性模量，kN/m^2。

(1) 在轴对称条件下，即 $\lambda=1$，$r=r_0$ 时，洞室围岩的位移成轴对称分布，有

$$u_{r_0}=\frac{\sigma_z(1+\mu)}{E}r_0 \tag{3-27}$$

$$\nu_{r_0}=0 \tag{3-28}$$

(2) 在非轴对称条件下，即 $\lambda\neq1$，$r=r_0$ 时，洞室围岩的位移为

$$u_{r_0}=\frac{\sigma_z(1+\mu)}{2E}r_0[1+\lambda+(3-4\mu)(1-\lambda)\cos2\varphi] \tag{3-29}$$

$$\nu_{r_0}=-\frac{\sigma_z(1+\mu)}{2E}r_0(3-4\mu)(1-\lambda)\sin2\varphi \tag{3-30}$$

3. 有支护圆形洞室围岩的应力和位移分析

洞室开挖后，各种条件下的围岩都会发生向洞室内的变形，这种变形属于卸载后的回弹。如果洞室开挖后立即修筑支护结构，且在理想情况下不考虑修筑衬砌前的应力释放，则围岩中的应力和变形是和衬砌共同作用下产生的。

洞室支护衬砌后，相当于在洞室周边施加了阻止洞室围岩变形的抗力，从而也改变了围岩的应力状态。支护抗力的大小和方向对围岩的应力状态有很大的影响。假设支护抗力沿着洞室周边径向均布，则

(1) 在轴对称条件下，即 $\lambda=1$ 时，洞室围岩的应力

$$\sigma_r=\sigma_z(1-\alpha^2)+p_a\alpha^2 \tag{3-31}$$

$$\sigma_t=\sigma_z(1+\alpha^2)-p_a\alpha^2 \tag{3-32}$$

式中：p_a——支护抗力，MPa。

围岩的应力由两部分组成，第一项由洞室开挖造成的，第二项由支护抗力造成的。

(2) 在轴对称条件下，当 $\alpha=1$，$r=r_0$ 时，洞室围岩的应力由式(3-31)、式(3-32)得

$$\sigma_r=p_a \tag{3-33}$$

$$\sigma_t = 2\sigma_z - p_a \tag{3-34}$$

由此可见，支护抗力 p_a 的存在使周边的径向应力增大，而使切向应力减小。实质是使洞室围岩的应力状态从单向变为双向或三向应力状态，从而提高了围岩的承载力。当支护抗力 $p_a=\sigma_z$ 时，有 $\sigma_r=\sigma_z$，$\sigma_t=\sigma_z$，即恢复到初始应力状态，显然是办不到的。

(3) 在轴对称条件下，即 $\lambda=1$ 时，洞室周围岩体内的位移有

$$u_r^e = \frac{1+\mu}{E}(\sigma_z - p_a)\frac{r_0^2}{r} \tag{3-35}$$

当 $r=r_0$ 时的位移为

$$u_{r_0}^e = \frac{1+\mu}{E}(\sigma_z - p_a)r_0 \tag{3-36}$$

同样，支护结构也承受 p_a 的作用，当支护结构的厚度大于 0.04 倍的开挖宽度 b 时，其应力和变形可以用弹性力学厚壁圆筒的公式计算，有

$$\sigma_r^{c_0} = p_a\frac{r_0^2}{r_0^2 - r_1^2}\left(1 - \frac{r_1^2}{r^2}\right) \tag{3-37}$$

$$\sigma_t^{c_0} = p_a\frac{r_0^2}{r_0^2 - r_1^2}\left(1 + \frac{r_1^2}{r^2}\right) \tag{3-38}$$

$$u_r^{c_0} = \frac{p_a(1+\mu_c)}{E_c}\frac{r_0^2}{r_0^2 - r_1^2}\left[(1-2\mu_c)r + \frac{r_1^2}{r}\right] \tag{3-39}$$

式中：μ_c，E_c——衬砌支护材料的泊松比、弹性模量，kN/m^2；

r_0，r_1——衬砌支护的外半径、内半径，m；

$\sigma_r^{c_0}$，$\sigma_t^{c_0}$——支护结构的径向应力、切向应力，kPa；

$u_r^{c_0}$——支护结构的位移，m。

当 $r=r_0$ 时，支护抗力与结构刚度的关系为

$$p_a = \frac{E_c(r_0^2 - r_1^2)}{r_0(1+\mu_c)[(1-2\mu_c)r_0^2 + r_1^2]}u_{r_0}^{c_0} = K_c u_{r_0}^{c_0} \tag{3-40}$$

上式中支护结构的刚度系数 K_c 为

$$K_c = \frac{E_c(r_0^2 - r_1^2)}{r_0(1+\mu_c)[(1-2\mu_c)r_0^2 + r_1^2]} \tag{3-41}$$

当 $r=r_0$ 时，由公式(3-36)和式(3-40)得到具有支护刚度 K_c 的情况下，支护抗力为

$$p_a = \frac{\sigma_z r_0 K_c(1+\mu)}{E + r_0 K_c(1+\mu)} \tag{3-42}$$

该式表明，支护结构的刚度越大，其承受的荷载也越大。

3.2.4 圆形洞室围岩弹塑性应力和位移分析

在深埋洞室或埋深较浅但围岩强度较高时，围岩的二次应力状态可能超过围岩的抗压强度或是局部的剪应力超过岩体的抗剪强度，从而使该部分的岩体进入塑性状态。此时在坚硬、脆性、整体的围岩洞室中将发生脆性破坏，如岩爆、剥离等，或在洞室围岩的某一区域内形成塑性应力区，发生塑性剪切滑

移或塑性流动，并迫使塑性变形的围岩向洞室内滑移。塑性区的围岩因变得松弛，其物理力学性质(c、φ值)也发生变化。

本书只讨论侧压力系数$\lambda=1$时的情况。当$\lambda=1$时，荷载和洞室都呈轴对称分布，塑性区的范围也是圆形的，而且围岩中不产生拉应力。因此，要讨论的只有进入塑性状态的一种可能性。

在分析塑性区内的应力状态时，需要解决的问题是：确定形成塑性变形的塑性判据或破坏准则；确定塑性区的应力、应变状态；确定塑性区范围。

1. 圆形洞室围岩塑性判据

摩尔—库仑条件作为塑性判据是弹塑性分析中采用最多的方法。其塑性条件是在τ-σ平面上表示成一条剪切强度直线，它对σ轴的斜率为$\tan\varphi$，在τ轴上的截距为c。其几何意义是：若岩体某截面上作用的法向应力和剪应力所绘成的应力圆与剪切强度线相切，则岩体将沿该平面发生滑移。

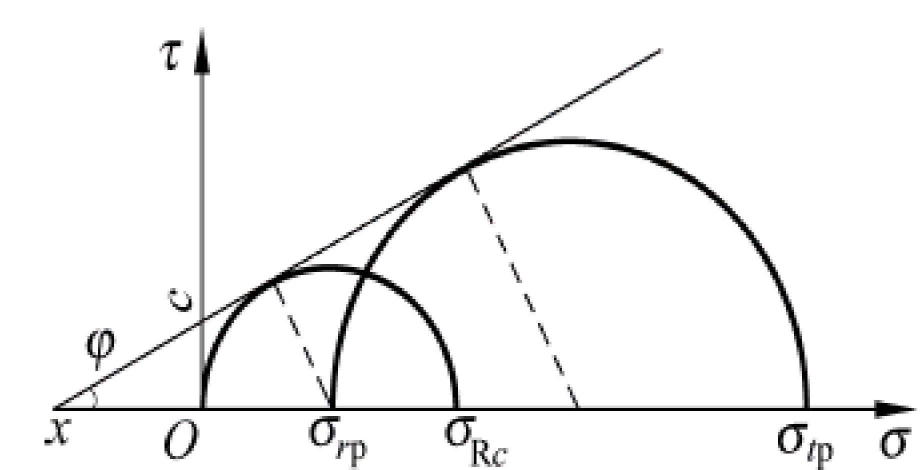


图 3-13 材料强度包络线及应力圆

$\lambda=1$的圆形洞室，其剪应力为0，所以围岩内的切向应力σ_{tp}和径向应力σ_{rp}(p为plastic，表示塑性区)就成为最大和最小主应力了。如果岩石的峰值强度为σ_{Rc}，则由图3-13中可知

$$\sin\varphi=\frac{\sigma_{tp}-\sigma_{rp}}{\sigma_{tp}+\sigma_{rp}+2x} \tag{3-43}$$

或

$$\sin\varphi=\frac{\sigma_{Rc}}{2x+\sigma_{Rc}}$$

即

$$x=\frac{\sigma_{Rc}}{2}\frac{1-\sin\varphi}{\sin\varphi}$$

设

$$\zeta=\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi},\quad \sigma_{Rc}=\frac{2\cos\varphi}{1-\sin\varphi}c$$

把x、ζ、σ_{Rc}代入式(3-43)则有

$$\sigma_{tp}-\zeta\sigma_{rp}-\sigma_{Rc}=0 \tag{3-44}$$

亦可写成

$$\sigma_{tp}(1-\sin\varphi)-\sigma_{rp}(1+\sin\varphi)-2c\cos\varphi=0 \tag{3-45}$$

式(3-44)或式(3-45)就是目前常用的求解洞室围岩塑性区的塑性判据。

当$\lambda=1$时，洞室周边的$\sigma_{tp}=2\sigma_z$，$\sigma_{rp}=0$，将该值代入式(3-44)，即可得出洞室周边的岩体极限状态判据

$$2\sigma_z=\sigma_{Rc} \tag{3-46}$$

如果满足下式，则洞室周边的岩体进入塑性状态。

$$2\sigma_z\geqslant\sigma_{Rc} \tag{3-47}$$

上述的分析是建立在洞室围岩出现塑性区后岩性没有变化，即c、φ值不变的前提下。实际上岩石在开挖后由于爆破、应力重分布等影响已被破坏，其c、φ值皆有变化。若用岩体的残余黏聚力c_r和残余内摩擦角φ_r表示改变后的岩体特性(r为remainder，表示破碎岩体的残余特性)，则式(3-44)可写成

$$\sigma_t^r-\zeta_r\sigma_r^r-\sigma_{Rc}^r=0 \tag{3-48}$$

或

$$\sigma_t^r(1-\sin\varphi_r)-\sigma_r^r(1+\sin\varphi_r)-2c_r\cos\varphi_r=0 \tag{3-49}$$

2. 圆形洞室围岩弹塑性应力分析

轴对称条件下($\lambda=1$)围岩内的应力及变形均仅为 r 的函数，而与讨论点和竖直轴的夹角 φ 无关，且塑性区为一等厚圆，我们假设在塑性区中 c、φ 值为常数。分析的基本原理是使塑性区满足塑性条件与平衡方程；弹性区满足弹性条件与平衡方程；在弹性区与塑性区交界处既满足弹性条件又满足塑性条件。计算简图如图 3-14 所示。

(1) 塑性区内的应力场

在塑性区内，任意一点的应力分量仍需满足平衡条件。对于轴对称问题，当不考虑体积力时，极坐标的平衡方程为

$$\frac{\mathrm{d}\sigma_{rp}}{\mathrm{d}r}+\frac{\sigma_{rp}-\sigma_{tp}}{r}=0 \tag{3-50}$$

式中：σ_{rp}，σ_{tp}——分别表示塑性区的径向应力和切向应力，MPa。

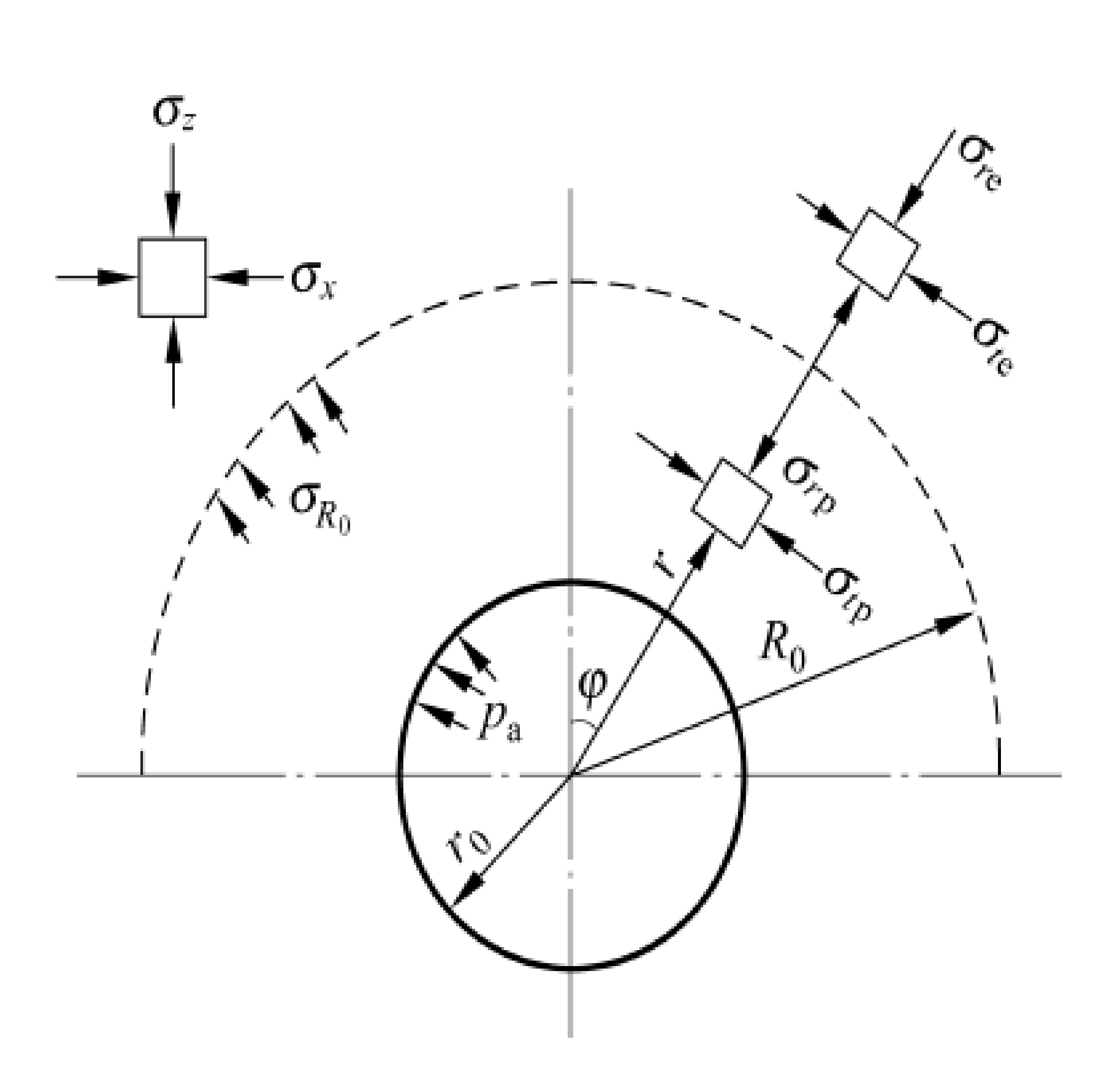
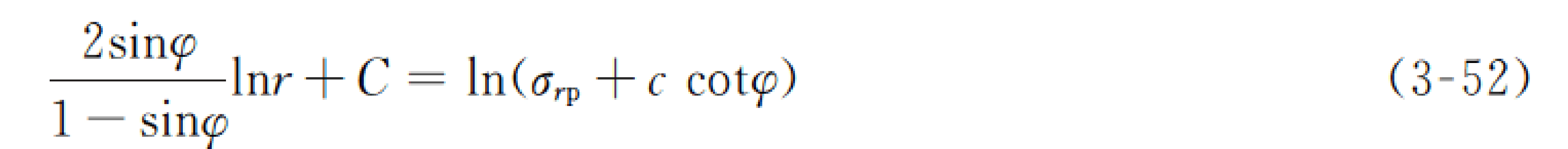


图 3-14　塑性区内单元体的受力状态

在塑性区的边界上，除满足平衡方程外，还需满足塑性条件。将式(3-45)的塑性判据写成如下的形式

$$\frac{\sigma_{rp}+c\cot\varphi}{\sigma_{tp}+c\cot\varphi}=\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} \tag{3-51}$$

将式中的 σ_{tp} 用 σ_{rp} 表示，代入式(3-50)，经整理并积分后，得



$$\frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\ln r+C=\ln(\sigma_{rp}+c\cot\varphi) \tag{3-52}$$

当有支护时，支护与围岩边界上($r=r_0$)的应力为支护抗力，即 $\sigma_{rp}=p_a$，则求出积分常数

$$C=\ln(p_a+c\cot\varphi)-\frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\ln r_0 \tag{3-53}$$

将式(3-53)代入式(3-51)及式(3-52)，并整理即得塑性区的应力

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{rp}&=(p_a+c\cot\varphi)\left(\frac{r}{r_0}\right)^{\frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi}}-c\cot\varphi\\ \sigma_{tp}&=(p_a+c\cot\varphi)\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\left(\frac{r}{r_0}\right)^{\frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi}}-c\cot\varphi\end{aligned}\right\} \tag{3-54}$$

式(3-54)为塑性区内的应力状态。由式中可知，围岩塑性区内的应力值与初始应力状态无关，仅与围岩的物理力学性质、开挖半径及支护提供的抗力 p_a 有关。

当 $\lambda=1$ 时，距洞室某一距离的各点应力皆相同，因此，形成的塑性区也是圆形的，如图 3-14 所示。

(2) 弹性区内的应力场

在塑性区域以外的弹性区域内，其应力状态是由初始应力状态及塑性区边界上提供的径向应力 σ_{R_c} 决定的。

令塑性区半径为 R_0，且塑性区与弹性区边界上应力协调。当 $r=R_0$ 时，有

$$\sigma_{R_0}=\sigma_{rp}=\sigma_{re}\quad 及\quad \sigma_{tp}=\sigma_{te}$$

对于弹性区，$r \geqslant R_0$，相当于"开挖半径"为 R_0，其周边作用有"支护抗力"σ_{R_0} 时，围岩内的应力及变形参照式(3-31)、式(3-32)确定，弹性区内的应力为

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{re} &= \sigma_z\left(1-\frac{R_0^2}{r^2}\right)+\sigma_{R_0}\frac{R_0^2}{r^2}\\ \sigma_{te} &= \sigma_z\left(1+\frac{R_0^2}{r^2}\right)-\sigma_{R_0}\frac{R_0^2}{r^2}\end{aligned}\right\} \tag{3-55}$$

把式(3-55)中的两式相加消去 σ_{R_0}，即得弹、塑性区边界上($r=R_0$)的应力为

$$\sigma_{re}+\sigma_{te}=2\sigma_z$$

同理，有

$$\sigma_{rp}+\sigma_{tp}=2\sigma_z$$

以上两式也代表着弹塑性区边界上，径向应力和切向应力应满足的塑性判据。将上式代入塑性判据式(3-51)中，即可得 $r=R_0$ 处的应力

$$\left.\begin{aligned}\sigma_r &= \sigma_z(1-\sin\varphi)-c\cos\varphi=\sigma_{R_0}\\ \sigma_t &= \sigma_z(1+\sin\varphi)+c\cos\varphi=2\sigma_z-\sigma_{R_0}\end{aligned}\right\} \tag{3-56}$$

式(3-56)指出，弹塑性区边界上的应力与围岩的初应力状态 σ_z、围岩本身的物理力学性质 c、φ 有关，而与支护抗力 p_a 和开挖半径 r_0 无关。

(3) 塑性区半径与支护抗力的关系

将 $r=R_0$ 代入式(3-54)，并考虑该处的应力应满足式(3-56)所示的塑性条件，可得塑性区半径 R_0 与 p_a 的关系

$$p_a=-c\cot\varphi+[\sigma_z(1-\sin\varphi)-c\cos\varphi+c\cot\varphi]\left(\frac{r_0}{R_0}\right)^{\frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi}} \tag{3-57}$$

上式也可写成

$$R_0=r_0\left[(1-\sin\varphi)\frac{c\cot\varphi+\sigma_z}{c\cot\varphi+p_a}\right]^{\frac{1-\sin\varphi}{2\sin\varphi}} \tag{3-58a}$$

或

$$R_0=r_0\left[\frac{2}{\zeta+1}\frac{\sigma_z(\zeta-1)+\sigma_{Rc}}{p_a(\zeta-1)+\sigma_{Rc}}\right]^{\frac{1}{\zeta-1}} \tag{3-58b}$$

式(3-58)表达了在其围岩岩性特征参数已知时，径向支护抗力 p_a 与塑性区大小 R_0 之间的关系。该式说明，随着 p_a 的增加，塑性区域相应减小。即径向支护抗力 p_a 的存在限制了塑性区域的发展，这是支护抗力的一个很重要的支护作用。

又如，若洞室开挖后不修筑衬砌，即径向支护抗力 $p_a=0$ 时，则式(3-58)变成

$$R_0=r_0\left[(1-\sin\varphi)\frac{c\cot\varphi+\sigma_z}{c\cot\varphi}\right]^{\frac{1-\sin\varphi}{2\sin\varphi}} \tag{3-59a}$$

或

$$R_0=r_0\left[\frac{2}{\zeta+1}\frac{\sigma_z(\zeta-1)+\sigma_{Rc}}{\sigma_{Rc}}\right]^{\frac{1}{\zeta-1}} \tag{3-59b}$$

在这种情况下塑性区是最大的。

若想使塑性区域不形成，即 $R_0=r_0$ 时，就可以由式(3-58)求出不形成塑性区所需的支护抗力

$$p_a=\sigma_z(1-\sin\varphi)-c\cos\varphi \tag{3-60}$$

或
$$p_a = \frac{2\sigma_z - \sigma_{Rc}}{\zeta + 1} \tag{3-61}$$

这就是维持洞室处于弹性应力场所需的最小支护抗力。它的大小仅与初始应力场及岩性指标有关，而与洞室尺寸无关。上式的 p_a 实际上和弹塑性边界上的应力表达式(3-56)一致，说明支护抗力仅能改变塑性区的大小和塑性区内的应力，而不能改变弹塑性边界上的应力。

实际上衬砌是在洞室开挖后一定时间内修筑的，塑性区域及其变形已发生和发展。因此，所需的支护抗力将小于式(3-60)所决定的数值。

在松动区边界上的切向应力为初始应力，即 $\sigma_t = \sigma_z$，可由式(3-54)得

$$\sigma_{tp} = (p_a + c\cot\varphi)\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\left(\frac{r}{r_0}\right)^{\frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi}} - c\cot\varphi = \sigma_z \tag{3-62}$$

若松动区半径为 R，则 $r=R$ 有

$$R = R_0\left(\frac{1}{1+\sin\varphi}\right)^{\frac{1-\sin\varphi}{2\sin\varphi}} \tag{3-63}$$

可见，松动区半径 R 和塑性区半径 R_0 存在一定的关系。

例 3-2　洞室埋深 $H=100\text{m}$，洞室开挖半径 $r_0=3.0\text{m}$，土体重度 $\gamma=17.64\text{kN/m}^3$，黏聚力 $c=0.2\text{MPa}$，内摩擦角 $\varphi=30°$，土体平均弹性模量 $E=100\text{MPa}$，泊松比 $\mu=0.5$，$\lambda=1$，当不采用任何支护结构时，试求塑性区半径 R_0 及其围岩内的应力状态。若洞室开挖后立即采取支护，$p_a=0.2\text{MPa}$，求此时的塑性区半径 R_0 及围岩内的应力状态。

解　初始应力场应力为

$$\sigma_z = \gamma H = \frac{17\,640\times 100}{1\times 10^6} = 1.764(\text{MPa})$$

将有关数值代入式(3-59)，则塑性区半径

$$R_0 = r_0\left[(1-\sin\varphi)\frac{c\cot\varphi+\sigma_z}{c\cot\varphi}\right]^{\frac{1-\sin\varphi}{2\sin\varphi}}$$
$$= 3.0\times\left[(1-\sin30°)\frac{0.2\times\cot30°+1.764}{0.2\times\cot30°}\right]^{\frac{1-\sin30°}{2\sin30°}}$$
$$= 3.0\times 1.745\,3 = 5.235\,9(\text{m})$$

所以，塑性区的范围为 $5.235\,9-3=2.235\,9(\text{m})$

松动区半径

$$R = R_0\left(\frac{1}{1+\sin\varphi}\right)^{\frac{1-\sin\varphi}{2\sin\varphi}} = 5.235\,9\left(\frac{1}{1+0.5}\right)^{\frac{1-0.5}{2\times0.5}} = 4.275\,1(\text{m})$$

当 $p_a=0\text{MPa}$ 时，各点的应力列于表 3-12。

表 3-12　无支护抗力时围岩内各点的应力($p_a=0$)

r/m	3.0	4.0	5.0	5.236 0	6	7	8	9	10	11
	塑性区				弹性区					
σ_r/MPa	0	0.269 4	0.615 8	0.708 8	0.960 4	1.173 6	1.312 0	1.406 8	1.474 7	1.524 9
σ_t/MPa	0.866 0	1.674 3	2.713 5	2.992 3	2.567 6	2.354 4	2.216 0	2.121 1	2.053 3	2.000 3

同理，当 $p_a=0.2$MPa 时，各点的应力列于表 3-13。

表 3-13 有支护抗力时围岩内各点的应力（$p_a=0.2$MPa）

r/m	3.0	3.4	3.8	4.170 6	5	7	8	9	10	11
	塑 性 区				弹 性 区					
σ_r/MPa	0.2	0.355 4	0.530 3	0.708 8	1.030 4	1.389 7	1.477 4	1.537 6	1.580 6	1.612 4
σ_t/MPa	1.292 8	1.759 0	2.283 6	2.992 3	2.497 6	2.138 3	2.050 6	1.990 4	1.947 4	1.915 6

根据上述计算绘制的洞室围岩应力分布如图 3-15 所示。

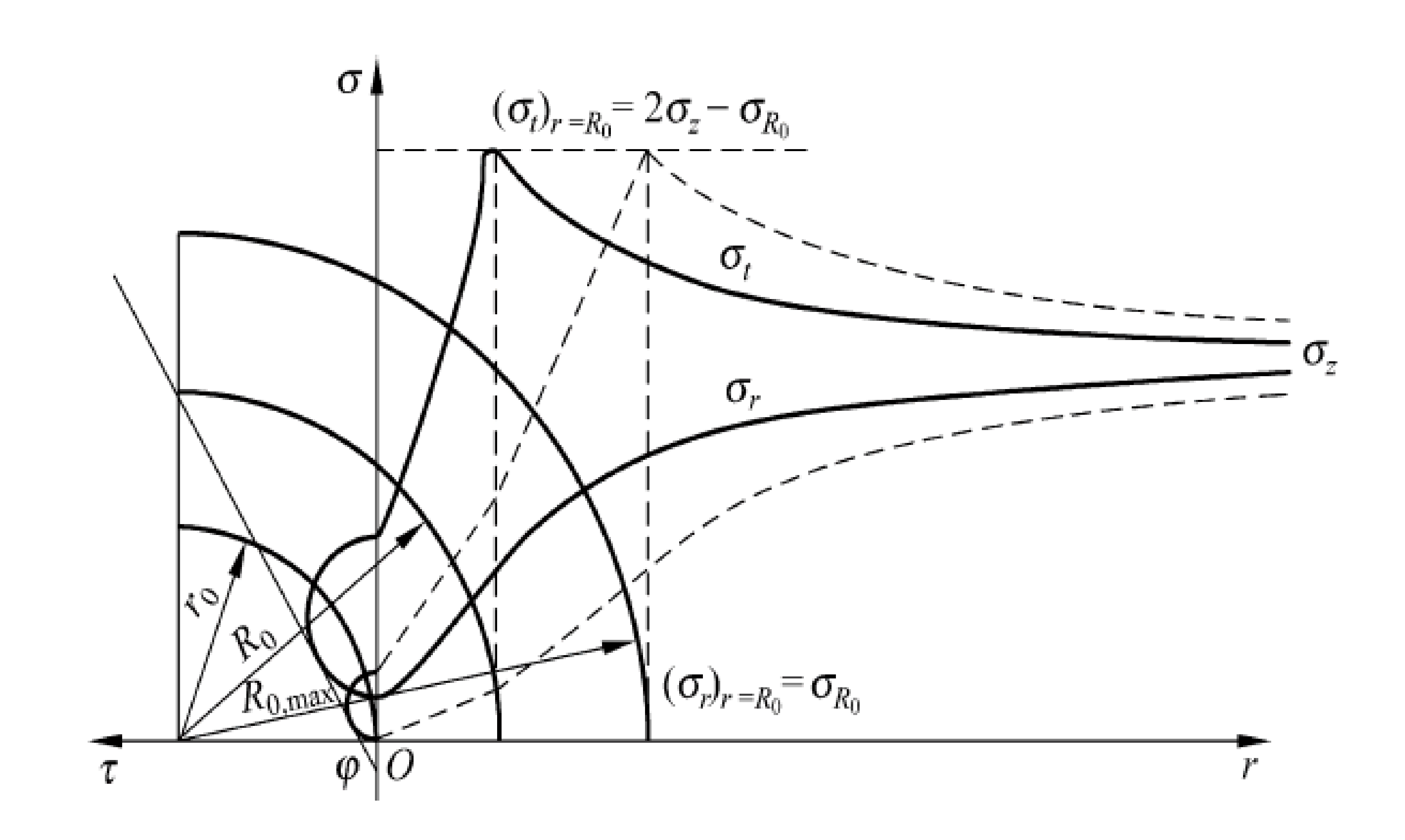


图 3-15 圆形洞室围岩内的应力分布

不形成塑性区所需的最小径向抗力为

$$p_a=\sigma_z(1-\sin\varphi)-c\cos\varphi=1.764\times(1-0.5)-0.2\times0.866\ 0=0.708\ 8(\text{MPa})$$

变化支护抗力的数值说明支护抗力对塑性区半径、松动区半径的影响。

当 p_a 分别为 0、0.2、0.4、0.6、0.708 8MPa 时，其塑性区的范围列于下表 3-14。

表 3-14 支护抗力和塑性区半径、松动区半径的关系

p_a/MPa	0	0.2	0.4	0.6	0.708 8
R_0/m	5.238 5	4.170 6	3.568 0	3.168 4	3.0
r_0/R_0	0.572 7	0.719 3	0.840 8	0.946 9	1.0
R/m	4.276 7	3.404 9	3.0	3.0	3.0

图 3-15 表示了有支护和无支护时围岩塑性区应力的变化情况。由图中可知，在围岩周边加上支护抗力 p_a 后，使洞周由双向应力状态进入三向应力状态。从而在满足极限平衡状态的情况下，使切向应力增大了 ζp_a，在图中表现为摩尔圆内移。

以上分析说明，支护抗力 p_a 的重要支护作用之一是控制塑性区的发展，从而也改善了围岩的应力状态。

3. 圆形洞室围岩弹塑性位移分析

为计算塑性区域内的径向位移 u^p，可假定塑性区内的岩体在小变形的情况下体积不变，即

$$\varepsilon_r^p + \varepsilon_t^p + \varepsilon_n^p = 0 \tag{3-64}$$

根据轴对称平面应变状态的几何方程(塑性区亦应满足)

$$\varepsilon_r^p = \frac{du^p}{dr}; \quad \varepsilon_t^p = \frac{u^p}{r}; \quad \varepsilon_n^p = 0$$

故式(3-64)可以改写为

$$\frac{du^p}{dr} + \frac{u^p}{r} = 0 \tag{3-65}$$

积分得

$$u^p = \frac{A}{r} \tag{3-66}$$

其中,A 为待定系数,可根据弹、塑性边界面 $r=R_0$ 上的变形协调条件确定,即

$$u_{R_0}^e = u_{R_0}^p \tag{3-67}$$

弹性区的围岩位移可将式(3-35)代入边界条件。在 $r=R_0$,作用有弹、塑性边界上的径向应力 σ_{R_0},代替式(3-35)中的 p_a,则弹性区的位移

$$u_{R_0}^e = \frac{R_0^2(1+\mu)}{Er}(\sigma_z - \sigma_{R_0}), \quad (r \geqslant R_0) \tag{3-68}$$

将式(3-68)及式(3-66)代入式(3-67),可得

$$A = \frac{R_0^2(1+\mu)}{E}(\sigma_z - \sigma_{R_0})$$

则塑性区的围岩位移

$$u^p = \frac{R_0^2(1+\mu)}{Er}(\sigma_z - \sigma_{R_0}), \quad (r_0 \leqslant r \leqslant R_0) \tag{3-69}$$

这与弹性区位移表达式一样。

如将含有支护抗力 p_a 的塑性区半径 R_0 的表达式(3-58)代入式(3-69),即可得出洞室周边径向位移 $u_{r_0}^p$ 与支护抗力的关系式

$$\frac{u_{r_0}^p}{r_0} = \frac{1+\mu}{E}(\sigma_z \sin\varphi + c\cos\varphi)\left[(1-\sin\varphi)\frac{c\cot\varphi + \sigma_z}{c\cot\varphi + p_a}\right]^{\frac{1-\sin\varphi}{\sin\varphi}} \tag{3-70}$$

或写成

$$p_a = -c\cot\varphi + (1-\sin\varphi)(c\cot\varphi + \sigma_z)\left(\frac{(1+\mu)\sin\varphi}{E}(c\cot\varphi + \sigma_z)\frac{r_0}{u_{r_0}^p}\right)^{\frac{\sin\varphi}{1-\sin\varphi}} \tag{3-71}$$

以上各式中的 R_0 可用式(3-58)求得。

由此可见,在形成塑性区后,洞室周边位移 u_{r_0} 不仅与岩体特性、洞室尺寸、初始应力场有关,还和支护抗力 p_a 有关。支护抗力随着洞周位移的增大而减小,若允许的位移较大,则需要的支护抗力变小。而洞周位移的增大是和塑性区的增大相联系的。

当黏聚力 $c=0$ 时

$$u_{r_0}^p = \frac{1+\mu}{E}\sigma_z \frac{R_0^2}{r_0}\sin\varphi \tag{3-72}$$

事实上,围岩进入塑性状态后,体积要发生变化,称为剪胀现象,故上式只能算是近似公式。

例 3-3 引用例 3-2 的数据,求无支护时洞室位移,并画出荷载位移曲线。

解 当围岩的二次应力场处于弹性状态时,p_a 与 u_{r_0} 的关系可由式(3-36)给出。当二次应力形成塑性区时,p_a 与 u_{r_0} 的关系可由式(3-70)或式(3-71)给出。两段的衔接点为洞室周边围岩不出现塑性区所需提供的最小支护抗力由式(3-61)求出

$$p_a = \frac{2\sigma_z - \sigma_{Rc}}{\zeta + 1}$$

当 $p_a=\sigma_z$ 时,洞壁径向位移 $u_{r_0}=0$,即全部荷载由支护结构来承受。当 $p_a=0$ 时,只要围岩不坍塌,就可以通过增大塑性区范围来取得自身的稳定,此时的洞周位移 u_{r_0} 可以由式(3-69)求出

$$u^p_{r_0,\max} = \frac{R_0^2(1+\mu)}{Er_0}(\sigma_z - \sigma_{R_0})$$

式中:R_0——无支护抗力时的塑性区半径。

由题中数据,并将公式(3-56)代入上式得出无支护时的洞周位移

$$u^p_{r_0,\max} = \frac{1+\mu}{E}(\sigma_z \sin\varphi + c\cos\varphi)\frac{R_0^2}{r_0} = 14.46(\text{cm})$$

将计算出的荷载—位移曲线 p_a-u_{r_0} 的关系示于图 3-16。

事实上,洞室开挖后,支护的架设无论如何总是要滞后一段时间,这时塑性区已经形成,洞周的位移与支护抗力的关系曲线如图 3-16 中的上段虚线所示。

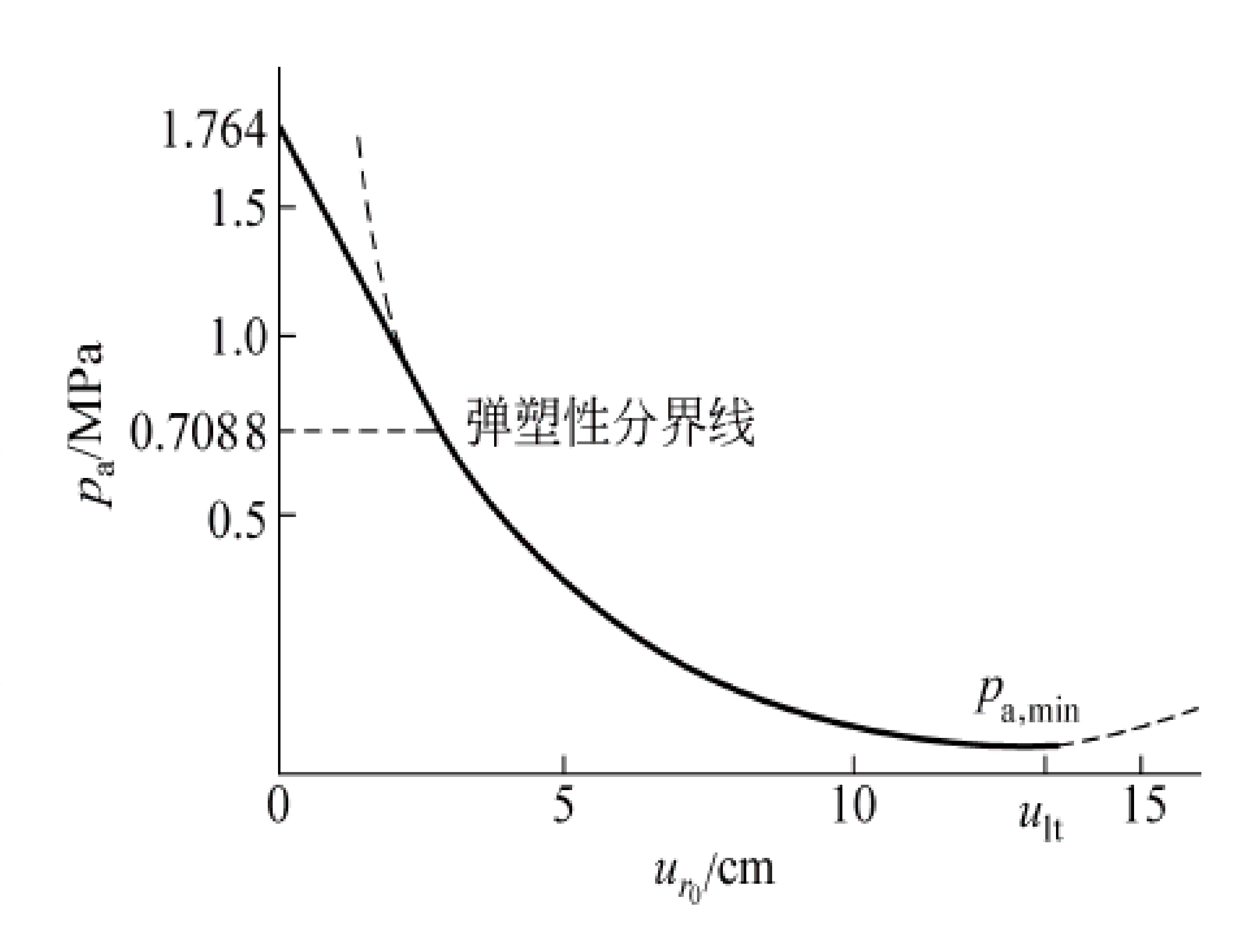


图 3-16 荷载—位移曲线 p_a-u_{r_0} 关系图

此外,任何类别的围岩都有一个极限变形量 u_{lt},超过这个极限值岩体的 c、φ 值将急剧下降,造成岩体松弛和塌落。而在较软弱的围岩中,这个极限值一般都小于无支护抗力时洞壁的最大径向位移值。因此,在洞壁的径向位移超过 u_{lt} 后,围岩就将失稳。如果在洞壁位移大于 u_{lt} 后再进行支护以稳定围岩,所需的支护抗力必将增大,所以这条曲线达到 u_{lt} 后不应该再继续下降,而是上升。遗憾的是虽经过各种努力,目前还无法将 u_{lt} 之后的上升曲线用数学表达式描述出来,只能形象地表示成上升的趋势(图 3-16 u_{lt} 后虚线所示),这段曲线对于实际工程中已没有实用价值。

图 3-16 所示的曲线即为围岩的特征曲线,亦称围岩的支护需求曲线详见 3.2.6 节。根据接触应力相等的原则,亦称为支护的荷载曲线。它形象地表明围岩在洞室周边所需提供的支护抗力及其与周边位移的关系:在洞周极限位移范围内,容许围岩的位移增加,所需要的支护抗力减小,而应力重分布的结果大部分由围岩承担,反之亦然。

应该指出,上述的分析是在理想条件下进行的。例如,假定洞壁各点的径向位移都相同,又假定支护需求曲线与支护的刚度无关等。事实上,即使在标准固结的黏土中,洞壁各点的径向位移相差也很大,也就是说洞壁的每一点都有自己的支护需求曲线。再者,支护抗力是支护结构与洞室围岩相互作用的产物,而这种相互作用与围岩的力学性质有关,当然也取决于支护结构的刚度,不能认为支护结构只有

抗力而无刚度。尽管存在这样一些不准确之处，但上述的洞室围岩与支护结构相互作用机理仍是有效的。

综上所述，支护抗力 p_a 的存在控制了洞室岩体的变形和位移，从而控制了岩体塑性区的发展和应力的变化，这就是支护结构的支护实质。同时由于支护抗力的存在也改善了周边岩体的承载条件，从而相应地提高了岩体的承载能力。

3.2.5　非轴对称条件下围岩的应力分布特征

当 $\lambda \neq 1$ 时，塑性区的形状和范围的变化是很复杂的，这里不详述，需要学习者请参阅有关专著。现以实例说明当无支护抗力时，λ 值对塑性区范围和形状的影响。

已知 $c=2.5\text{MPa}$，$\varphi=30°$，$\sigma_z=15\text{MPa}$，当 λ 分别为 0.2、0.3、0.5、0.75 和 1.0 时，得到的塑性区域边界示于图 3-17。

图 3-17 表明：$\lambda=0.5$ 时，塑性区基本上出现的侧壁，呈月牙形；$\lambda=0.3$ 时，则变成图示的耳形，也集中在侧壁；$\lambda=0.2$ 时，又变成向围岩深部扩展的 X 形。需要说明的是，无论何种情况，洞室侧壁的塑性区域显著集中，这一点对研究洞室破坏有很重要的意义。

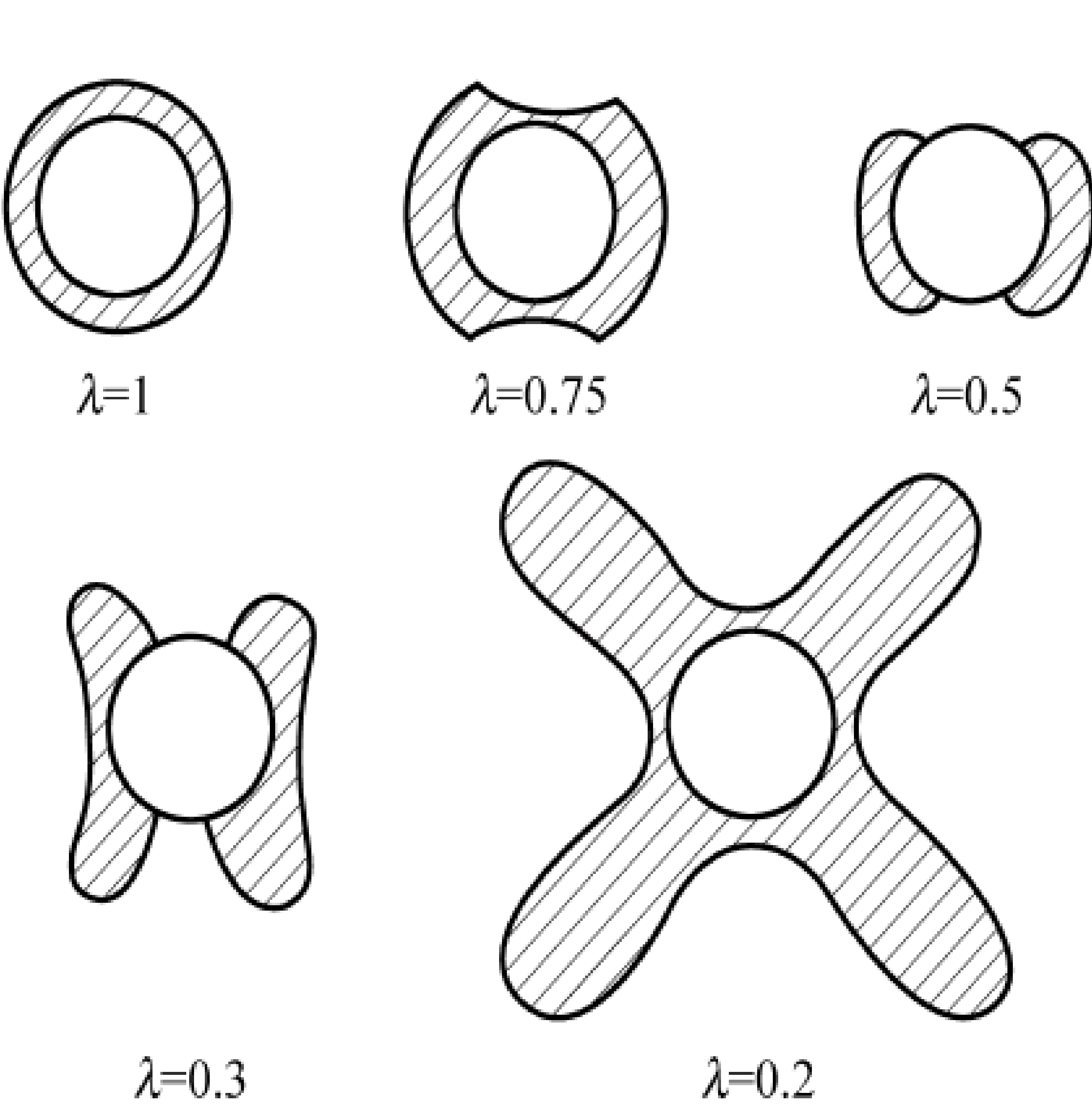


图 3-17　非轴对称条件下围岩塑性区的特征

当洞室形状不是圆形时，相应的公式都要改变，此时可用有限单元数值分析法进行求解。但在初步设计中，亦可采用将不同形状洞室变换成当量圆形洞室的方法近似地加以分析或直接以洞室宽度代替公式的洞室直径，但并不是所有的洞室形状都可以这样做，详细见 3.2.2 节。

下面给出根据洞室顶点和侧壁应力计算的参数简化算法。根据计算分析，各种形状洞室顶点（A 点）和侧壁中点（B 点）的切向应力 σ_{tA} 和 σ_{tB} 可用下式表述

$$\begin{cases}\sigma_{tA}=\sigma_z(a\lambda-1)\\ \sigma_{tB}=\sigma_z(b-\lambda)\end{cases} \tag{3-73}$$

式中：a、b——洞室周边应力计算系数，其值列于表 3-15。

表 3-15　不同形状洞室切向应力的荷载系数

编号	1	2	3	4	5	6	7	8	9
形状	a b								
a	5.0	4.0	3.9	3.2	3.1	3.0	2.0	1.9	1.8
b	2.0	1.5	1.8	2.3	2.7	3.0	5.0	1.9	3.9

由表 3-15 可知，编号 4、5、6 的洞室，基本上都可以按圆形洞室来处理，不会造成很大误差。对铁路洞室来说，单、双线铁路隧道断面可以近似直接采用圆形断面的求解公式。

根据太沙基理论和实际经验判断，对于埋深小于2.5倍开挖半径的浅埋洞室，二次应力场和位移场就不能按上述的分析方法了，更一般的是采用有限元数值解法。

3.2.6 围岩与支护结构的相互作用

1. 围岩的支护需求曲线

通常，我们把围岩变形特征曲线称为围岩收敛曲线，主要有弹性收敛曲线和修正芬纳曲线。

1）弹性收敛方程

洞壁位移可依据式(3-36)计算。其收敛曲线如图3-18中线1所示，它只适用于围岩处于弹性的状态。

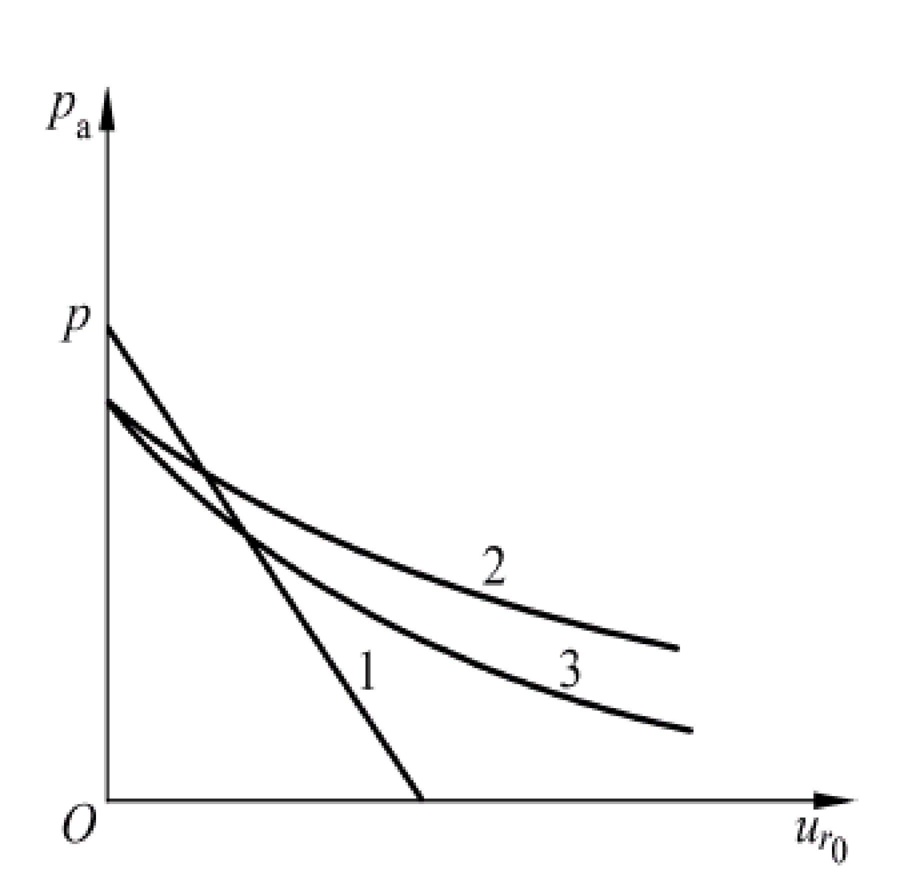


图 3-18 围岩弹塑性收敛曲线

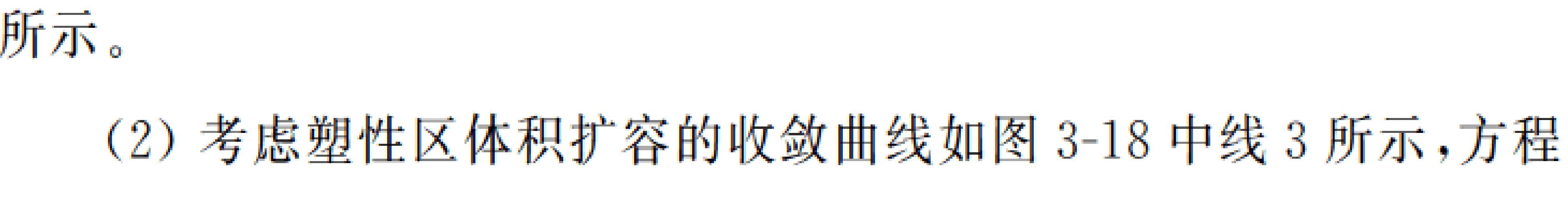
1—弹性线；2—修正芬纳线；
3—考虑扩容的弹塑性线

2）弹塑性收敛曲线

(1) 不考虑塑性区体积扩容的方程

一般都采用修正的芬纳公式，即洞周位移的计算可依据式(3-70)计算。

由于塑性区 c、φ 值是变化的，代以不同的 c、φ 值就可得到不同的收敛线。通常采用平均的 c、φ 值来确定收敛线，如图3-18中线2所示。



(2) 考虑塑性区体积扩容的收敛曲线如图3-18中线3所示，方程如下

$$u_{r_0}=\frac{\Delta\sigma(1-\mu)r_0}{2G}\left[\frac{(\sigma_z+c\cot\varphi)(1-\sin\varphi)}{p_a+c\cot\varphi}\right]^{\frac{1-\sin\varphi}{2\sin\varphi}}+\frac{r_0}{2G}(1-2\mu)(p_a-\sigma_z) \tag{3-74}$$

式中：$\Delta\sigma$——弹塑性边界上应力差，$\Delta\sigma=\sigma_t-\sigma_r=2\sigma_z\sin\varphi+2c\cos\varphi$；

G——围岩的剪切模量，$G=\dfrac{E}{2(1+\mu)}$。

当 $\mu=0.5$ 时，则式(3-74)化成式(3-70)。

也可采用引入一个塑性区体积扩容系数 n 来求解洞壁位移（n 表示塑性区体积变化的百分率）。按 n 的定义，可导出下式

$$u_{r_0}=\frac{\Delta\sigma r_0}{4G}\left[\frac{(\sigma_z+c\cot\varphi)(1-\sin\varphi)}{p_a+c\cot\varphi}\right]^{\frac{1-\sin\varphi}{2\sin\varphi}}+\frac{nr_0}{2}\left\{\left[\frac{(\sigma_z+c\cot\varphi)(1-\sin\varphi)}{p_a+c\cot\varphi}\right]^{\frac{1-\sin\varphi}{2\sin\varphi}}-1\right\} \tag{3-75}$$

一般可取 $n=0.1\%\sim0.5\%$。当 $n=0$ 时，式(3-75)化成式(3-70)。

2. 支护结构的支护特性曲线

以上所述是洞室围岩与支护结构共同作用的一个方面，即围岩对支护的需求情况。现在分析它的另一个方面，即支护结构可以提供的约束能力。任何一种支护结构，如钢拱支撑、锚杆、喷射混凝土层、

模板灌注混凝土衬砌等，只要有一定的刚度并和围岩紧密接触，总能对围岩变形提供一定的约束力，即支护抗力。但由于每一种支护形式都有自己的结构特点，因而可能提供的支护抗力大小与分布以及它随支护变形而增加的情况都有很大的不同，是比较复杂的。因为它不仅仅决定于支护结构本身的构造，而且与周围岩体的接触条件以及在施工中出现的各种变异有关。因此，目前在评价支护结构的支护抗力特性时，原则上都假定其他条件是相同的、不变的（如紧密接触、压力分布均匀、径向分布等），只研究支护因结构不同而产生的力学效应。

围岩给支护结构的压力是径向均布的，是一个轴对称圆形洞室问题。相对于围岩的力学特性而言，混凝土衬砌或钢支撑的力学特性可以认为是线弹性的。

在一般情况下，支护结构的力学特性可表达为

$$p = f(K) \tag{3-76}$$

上式中的 K 为支护抗力 p 与其位移 u 的比值，称之为支护结构的刚度，即

$$K = \frac{\mathrm{d}p}{\mathrm{d}u} \tag{3-77}$$

基于上述概念，可把各种支护结构的力学特性用所谓的支护结构特性曲线来表示。

支护特性曲线是指作用在支护结构上的荷载与支护变形的关系曲线，支护结构所能提供的支护抗力随着支护结构的刚度而增大，所以这条曲线又称为支护补给曲线。支护结构的刚度和支护与围岩的接触状态有关。例如，钢支撑本身抵抗变形能力很大，但当支撑上设有楔块时，其对岩体变形的约束则可能会很小。在不考虑支护结构与围岩的接触状态对支护结构刚度的影响时，可以认为作用在支护结构上的径向压力 p_i 和它的径向位移成正比，由下式决定

$$p_i = K\frac{u_{ir_0}}{r_0} \tag{3-78}$$

因为这里只考虑径向均布压力，所以 K 中只包含支护结构受压（拉）刚度。若洞室周边的收敛不均匀，则支护结构的弯曲刚度就成为主要的了。

如图 3-19 所示，通常支护结构都是在洞室围岩已经出现一定量值的收敛变形后才设置的，若用 u_0 表示这个初始径向位移，则

$$u_{ir_0} = u_0 + \frac{p_i r_0}{K} \tag{3-79}$$

同时，也应将支护补给曲线的起始点移至$(0, u_0)$处。

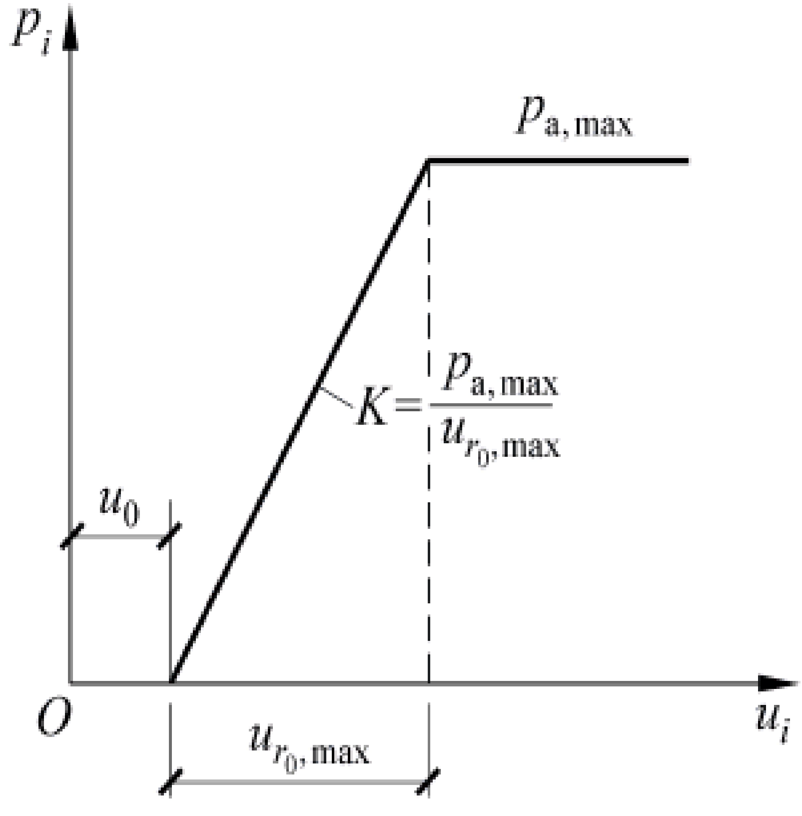


图 3-19　支护结构特性曲线的物理概念

式(3-79)一直应用到达到支护结构强度为止。在喷射混凝土支护、楔点钢支撑、灌浆锚杆或锚栓等情况下，都假定达到这一点时支护体系发生破坏，而且在正常支护抗力下，会进一步出现图 3-19 所示的变形。图中最大支护抗力用 $p_{a,\max}$ 表示，对应的最大位移为 $u_{r_0,\max}$。

3. 围岩与支护结构准静力平衡状态的建立

我们可以根据围岩的支护需求曲线和支护结构的支护补给曲线来分析洞室围岩和支护结构如何在相互作用的过程中达到平衡状态的(如图 3-20)。初期(图中的 A 点),围岩所需的支护约束力很大,而一般支护结构所能供给的则很小。因此,围岩继续变形,并在变形过程中与支护结构的支护补给曲线相交于一点,从而达到平衡,这个交点都应在围岩的 u_{lt} 和支护结构的 $u_{r_0,max}$ 之前。随着时间的推移,出现地下水位逐渐恢复、围岩物理性质指标劣化、锚杆锈蚀等情况,这个平衡状态还将调整。

支护结构特性曲线与围岩支护需求曲线交点处的横坐标为形成平衡体系时洞周发生的位移。交点纵坐标以下的部分为支护结构上承受的荷载,以上的部分由围岩来承担。

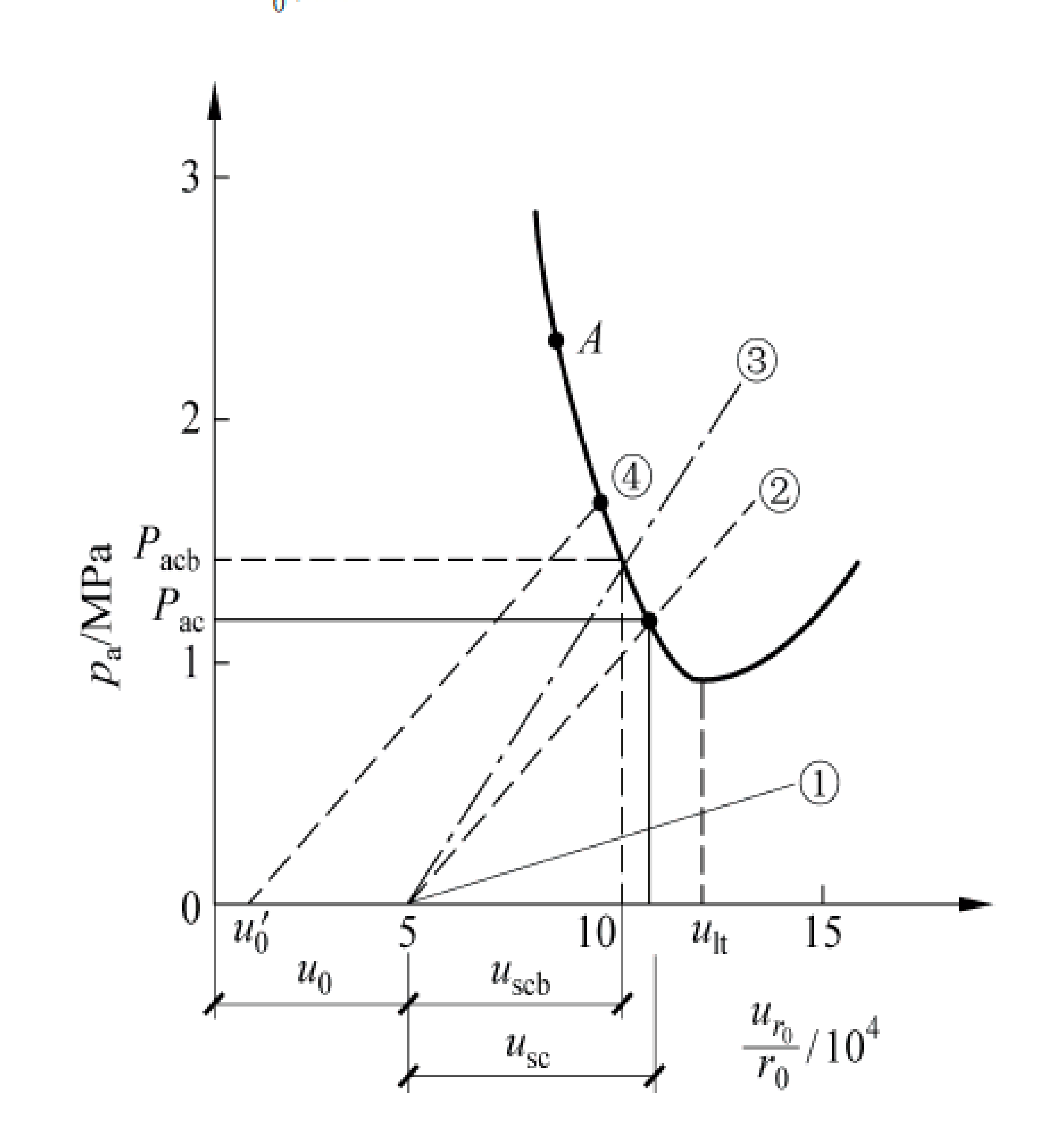


图 3-20　围岩与支护结构的相互作用

①—锚杆支护曲线;②、④—喷射混凝土支护曲线;③—组合结构支护曲线

下面对图 3-20 进行分析。

(1) 不同刚度的支护结构与围岩达成平衡时的 p_a 和 u_{r_0} 是不同的。刚度大的支护结构承受较大的围岩作用力(压力);反之,柔性较好的支护结构所承受的围岩压力要小得多。所以,我们在工程中强调采用柔性支护以节约成本,但它也应有必要的刚度,以便有效地控制围岩变形从而达到稳定。图中锚杆的支护补给曲线①没有能和围岩的支护需求曲线相交,说明了锚杆的刚度太小,它所能提供的约束抗力满足不了围岩稳定的需要,这种供不应求的状况最终将导致围岩失稳。当然,增加支护结构的刚度并不总是意味着要增加支护结构的尺寸和数量,重要的是支护结构尽早地形成闭合断面。

(2) 同样刚度的支护结构,架设的时间不同,最后达成平衡的状态也不同。如图中曲线②和④,支护结构架设得越早,它所承受的围岩压力就越大。但这不等于说支护结构参与相互作用的时间愈迟愈好,因为初始变形不加控制会导致围岩迅速松弛而崩坍。因此,原则上要尽早地架设初次支护,控制围岩的初始变形在适当的范围内。当然,这个范围的大小视岩体的特性和埋置深度而变。例如埋置较深的塑性岩体,即使变形已达到 0.2～0.3m,岩体还在应力释放过程中,此时只要求能够逐步控制它的变形速度就可以了,过早地架设刚度较大的支护,反而有可能因受力过大而破坏。

塑性区的存在并不意味着洞室失稳、破坏,在洞室是稳定的前提下,适当推迟支护架设时间使洞周塑性区有一定发展,以充分发挥围岩的自承能力,从而减小支护厚度,达到既保证洞室稳定性又降低工程造价的目的。但围岩塑性区的发展切忌进入松动破坏,一旦围岩出现松动破坏,围岩压力将大大增加,并有可能危及洞室稳定。

复习思考题

(1) 简述静止土压力、主动土压力、被动土压力的概念。

(2) 阐述朗肯土压力理论、适用条件和计算公式。

(3) 阐述朗库仑土压力理论、适用条件和计算公式。

(4) 简述围岩压力的概念及其分类。

(5) 什么是非圆形洞室等代圆法？简述常用的非圆形洞室等代圆法计算方法。

(6) 试推导圆形洞室围岩线弹性应力位移理论的计算公式。

(7) 试推导圆形洞室围岩弹塑性应力位移理论的计算公式。

第 4 章

盾构法隧道衬砌结构设计

4.1 盾构法概述

盾构法开挖隧道通常适用于软土而不适用于岩石中。相关衬砌参数，如材料的尺寸和强度不仅取决于地层情况，也取决于施工状况。实际应用中盾构法衬砌设计需要许多施工经验和理论知识。

4.1.1 盾构法隧道衬砌设计流程

(1) 遵守相关规划、规范或标准

设计将要动工的隧道应该满足工程项目负责人或负责人与设计者讨论后所确定的技术要求、规范及标准。

(2) 确定隧道的内部尺寸

设计的隧道内径应该由隧道功能所需要的地下空间决定。此空间决定因素的确定方法包括：用地铁隧道确定结构的标准尺寸及列车的轨距；用公路隧道确定交通客流量及车道的数量；用给水、排水管道计算流量；用普通管道考虑设备的种类及尺寸。

(3) 荷载类型的确定

作用在衬砌上的荷载包括土压力、水压力、静荷载、超载及盾构千斤顶的推力等，设计者应慎重选择衬砌设计的荷载类型。

(4) 衬砌条件的确定

设计者应该确定衬砌的条件，如衬砌的尺寸(厚度)、材料的强度、加固的方法等。

(5) 计算内力

设计者应该通过使用合适的计算模型及设计方法来计算弯矩、轴力、剪力等内力。

(6) 安全性校核

设计者应该对照计算出的内力来校核衬砌的安全性。

(7) 评估

如果设计的初衬砌不满足设计荷载要求或设计衬砌安全但不经济，设计者应该改变衬砌的条件并且重新设计。

(8) 设计的批准

设计者认为所设计的衬砌结构安全、经济且适用后，工程项目负责人就应该批准设计文件。

图 4-1 是盾构法隧道衬砌设计的流程图。

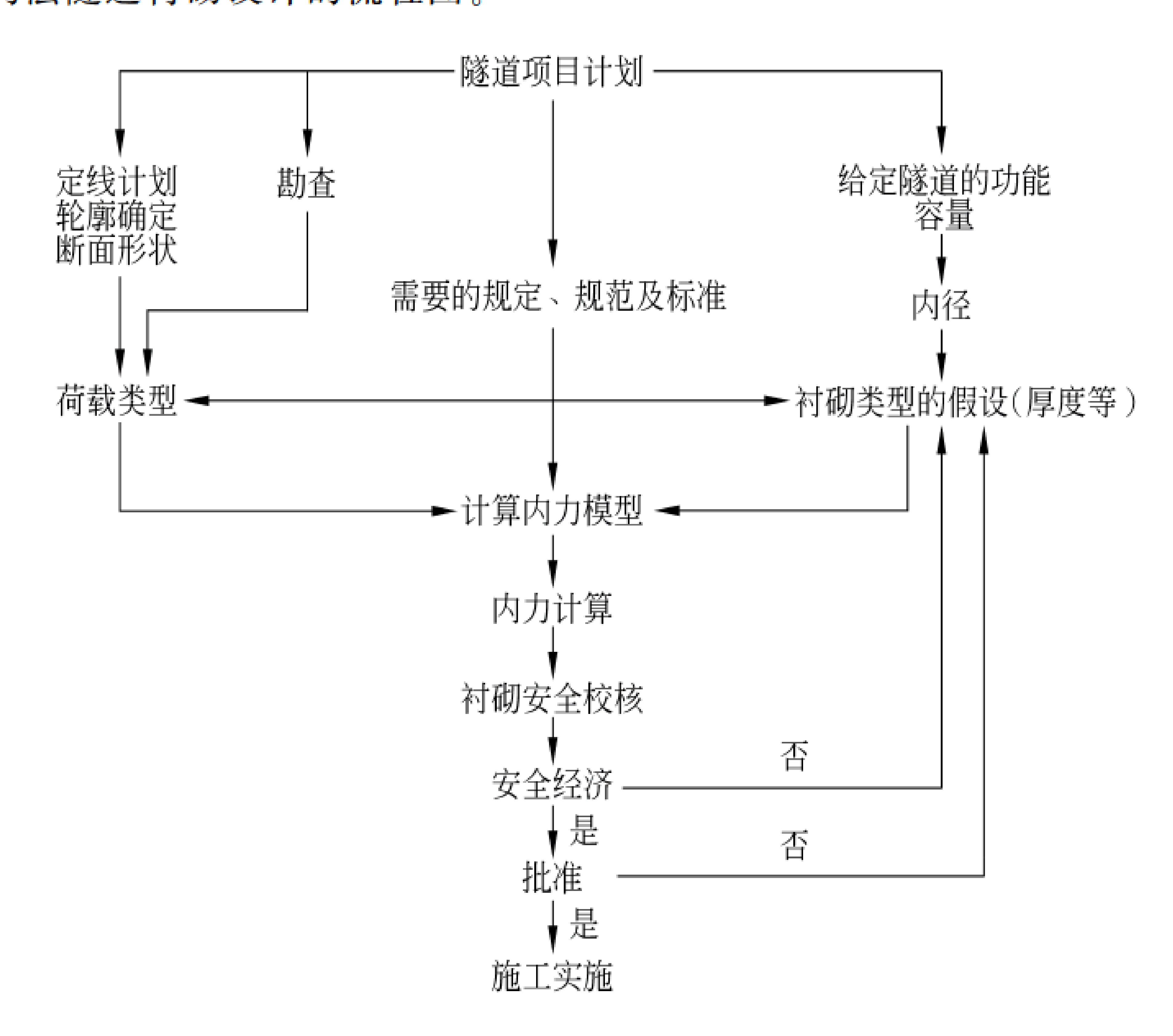


图 4-1　盾构法衬砌设计流程图

4.1.2 盾构法隧道结构设计程序包括的主要内容

第一步：确定几何参数

基准线、开挖直径、衬砌直径、衬砌厚度、圆环的平均宽度、管片系统、接缝连接。

第二步：确定岩土参数

特定处的重力、黏聚力、内摩擦角、弹性模量、变形模量、K_0 值。

第三步：选择危险断面

超载、地面荷载、地下水及邻近建筑物影响的地方。

第四步：确定 TBM 机的机械参数

总推力、推力装置的数量、垫片数量、垫片形状、注浆压力、安装所需空间。

第五步：确定材料的属性

混凝土标号、抗压强度及弹性模量；钢筋类型及抗拉强度；垫圈类型、宽度及弹性性能；裂缝允许宽度。

第六步：设计荷载

(1) 土压力

分析作用于衬砌管片上的荷载影响及土压力(图 4-2～图 4-6)。

(2) 千斤顶的推力荷载

分析由于推进器垫板压在不同类型管片上荷载的影响(图 4-7)。

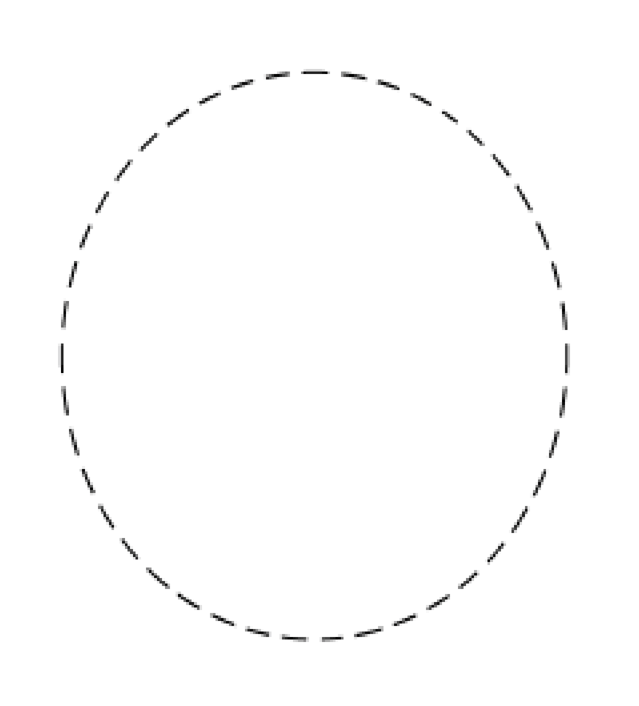


图 4-2 初始应力状态

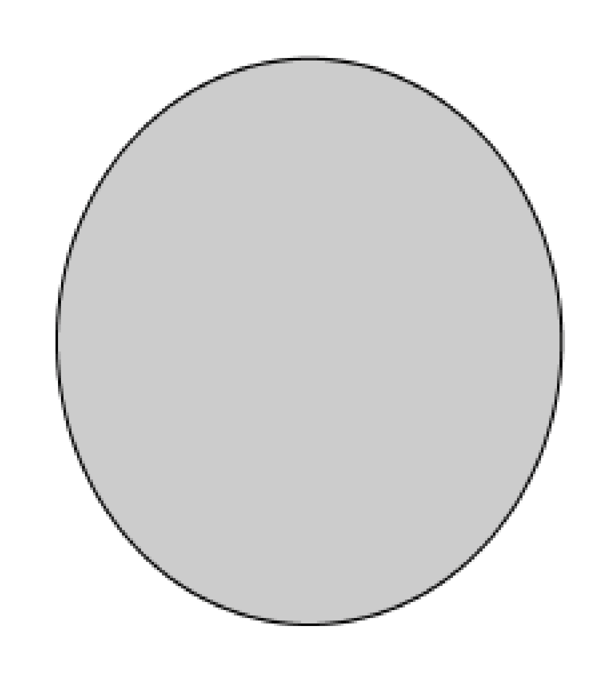


图 4-3 释放初始应力

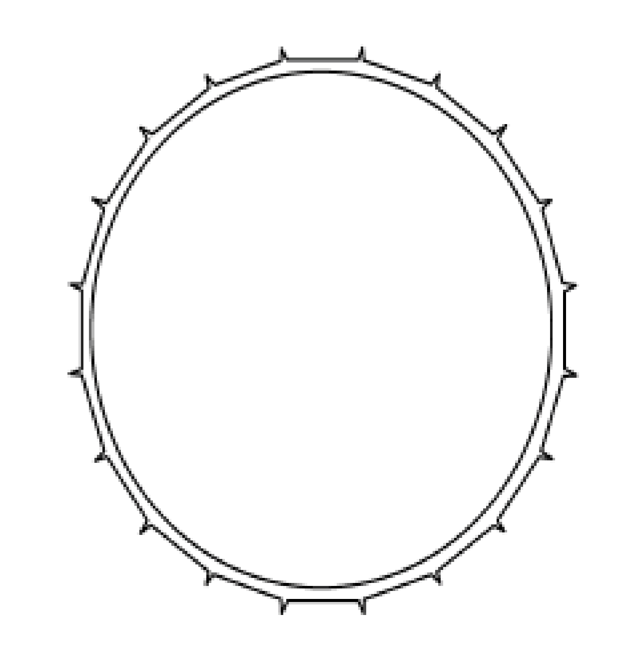


图 4-4 通过盾构支护挖掘

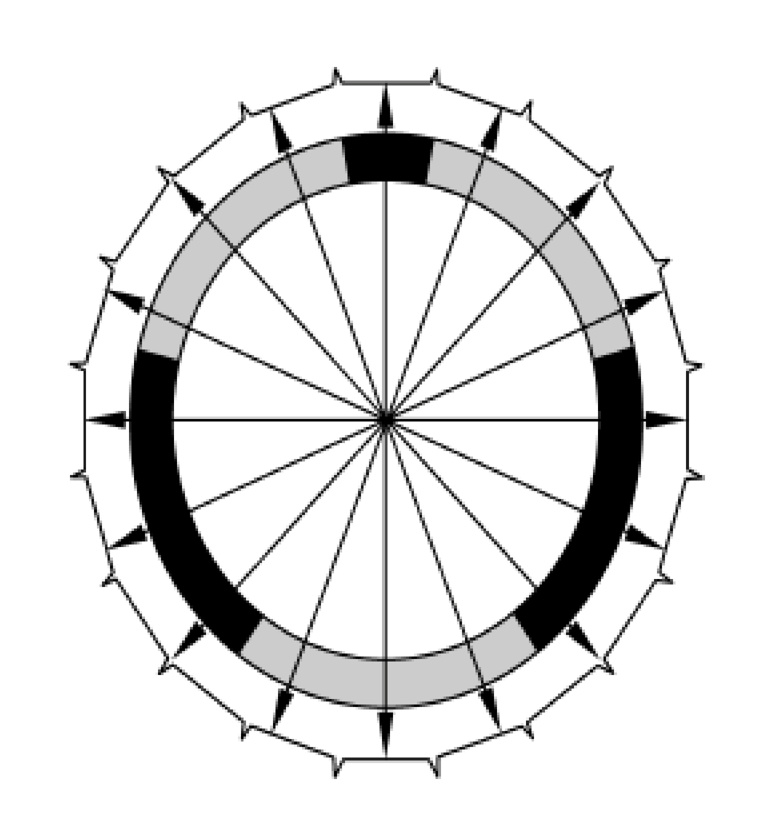


图 4-5 通过注浆管片支护挖掘

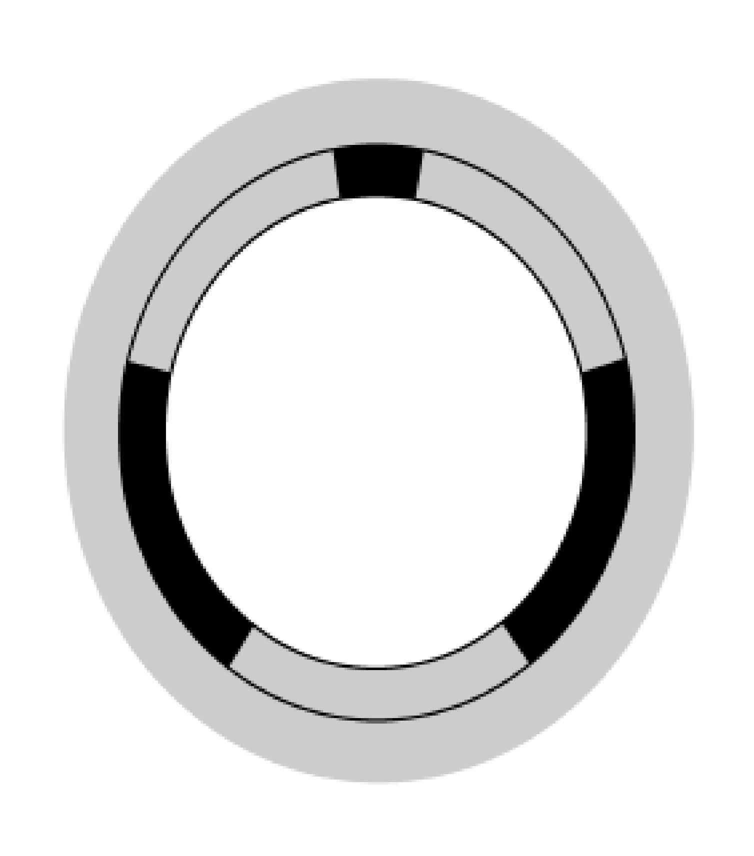


图 4-6 永久变形

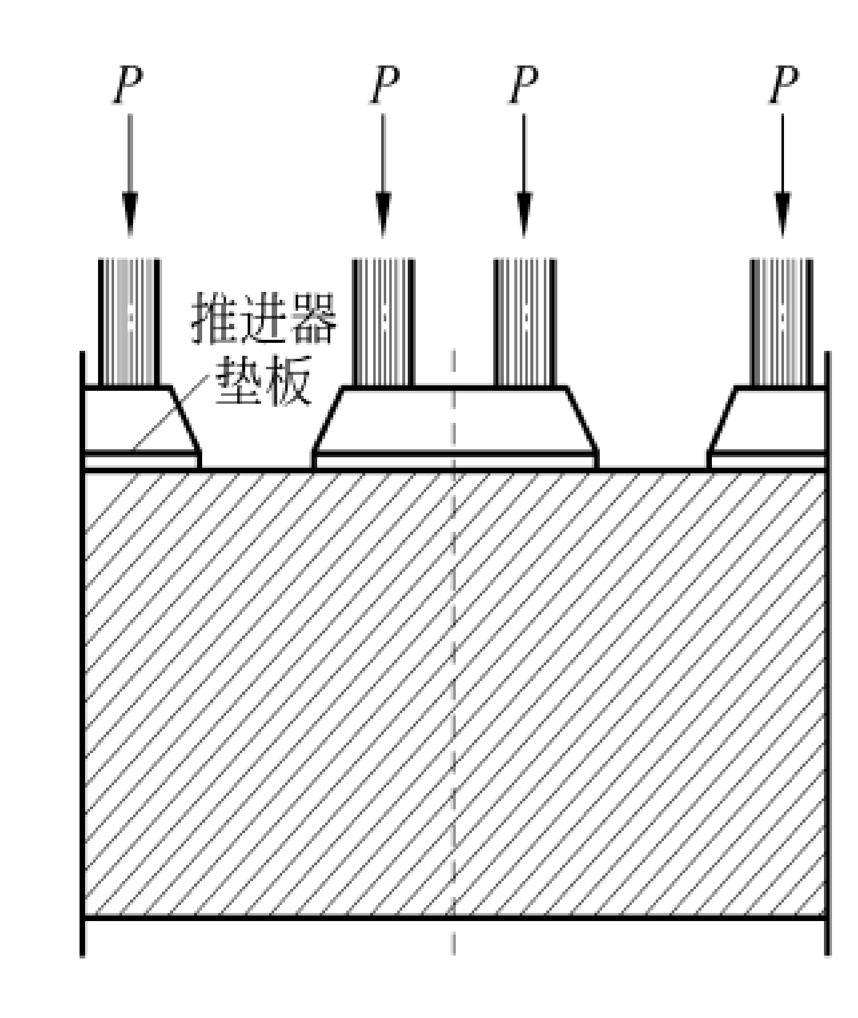


图 4-7 推进器衬垫分布

(3) 拖车和其他服务设备的荷载

主要包括单轮承载(图 4-8)。

(4) 附属注浆荷载

扩展的注浆压力(图 4-9)。

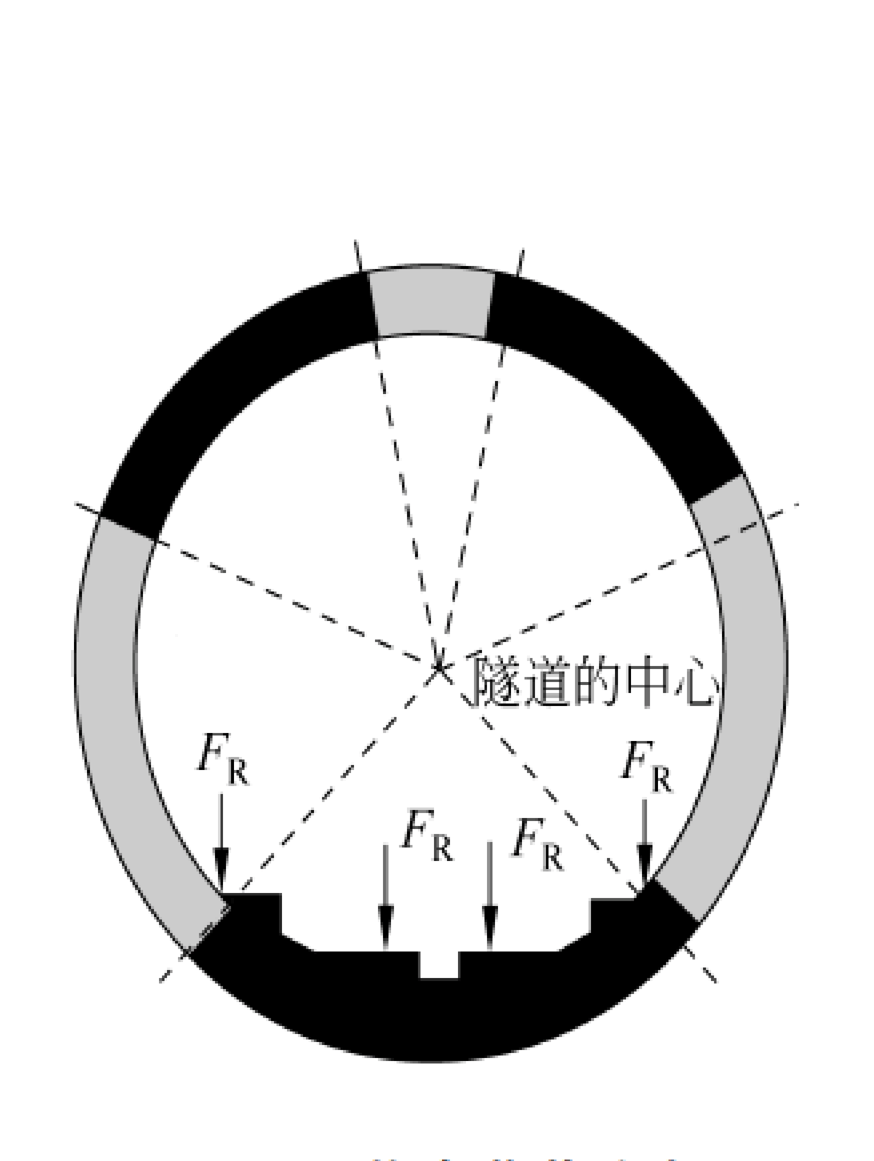


图 4-8 拖车荷载分布

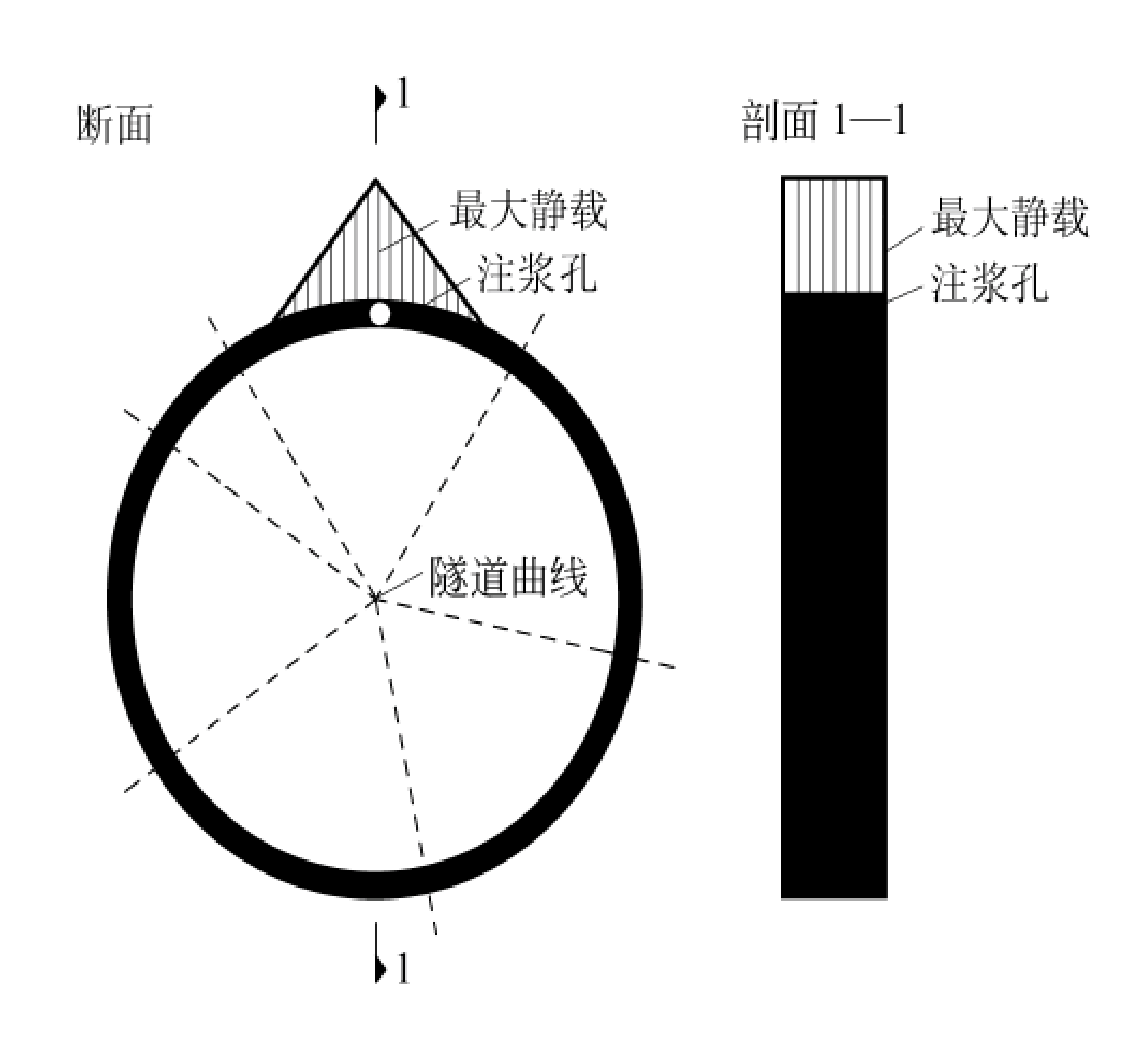


图 4-9 设计注浆压力

(5) 静荷载、存储及装配荷载弯矩的影响(图 4-10)。

第七步：设计模型

三维条件须通过二维条件的抽象计算来仿真，如太沙基假设。

(1) 分析模型

分析模型使用的公式必须同时符合国家标准和设计荷载叠加原则。

(2) 数值模型

使用符合国家标准的有限元程序(FEM)来完成弹塑性状态下的应力及应变分析，并进行详细结构状态的仿真(图 4-11)。

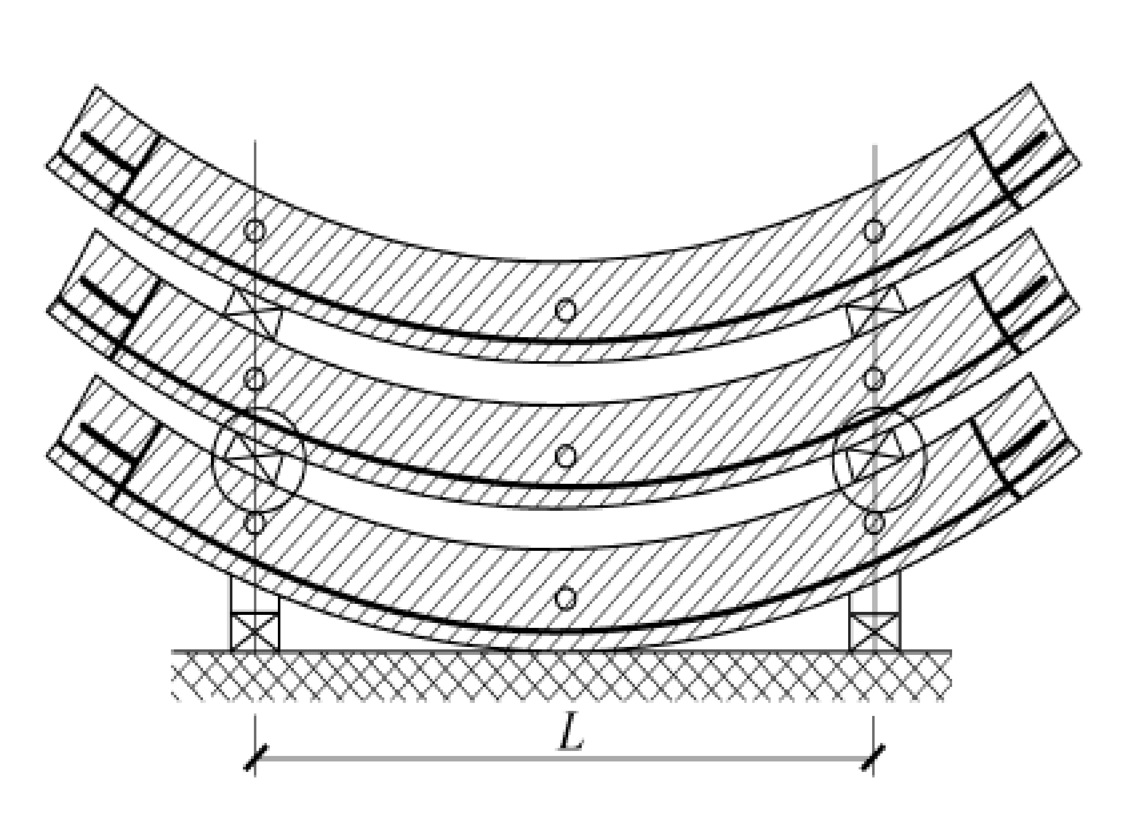


图 4-10　堆料库管片静荷载模型

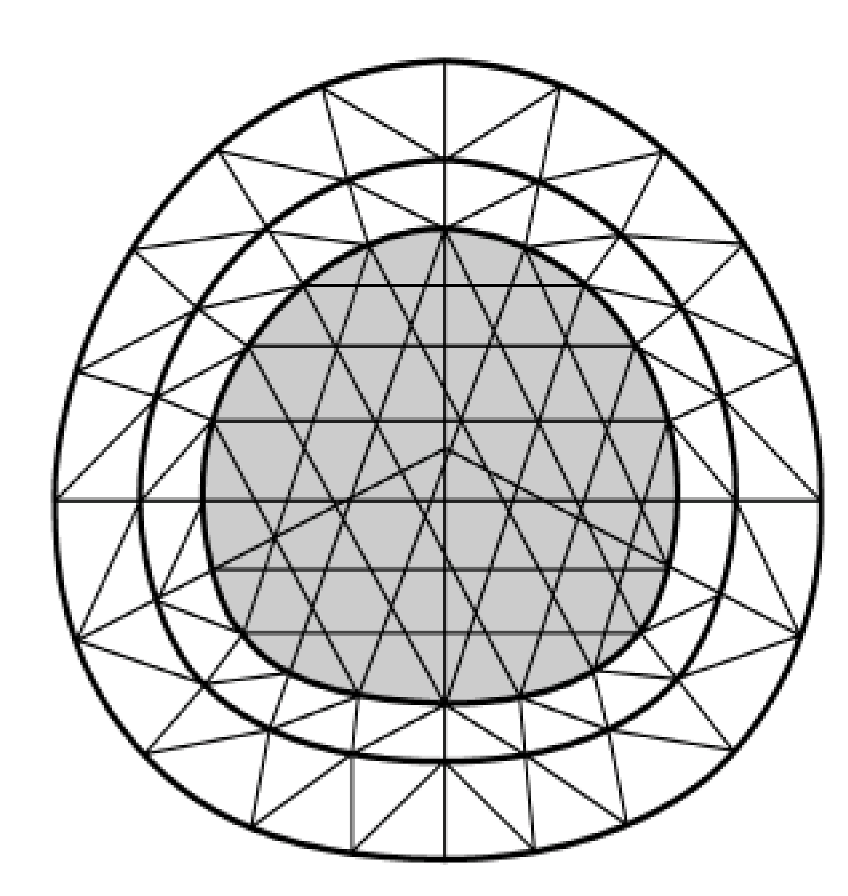


图 4-11　FEM 网格划分

第八步：计算结果

剪力、弯矩和挠度一般以表格的形式来展现，以此确定设计荷载及接下来管片的加固。

4.1.3　盾构法隧道结构设计常用名词及图示符号

管片：盾构隧道最初衬砌的弧形构件，也适用于预制混凝土管片(图 4-12)。

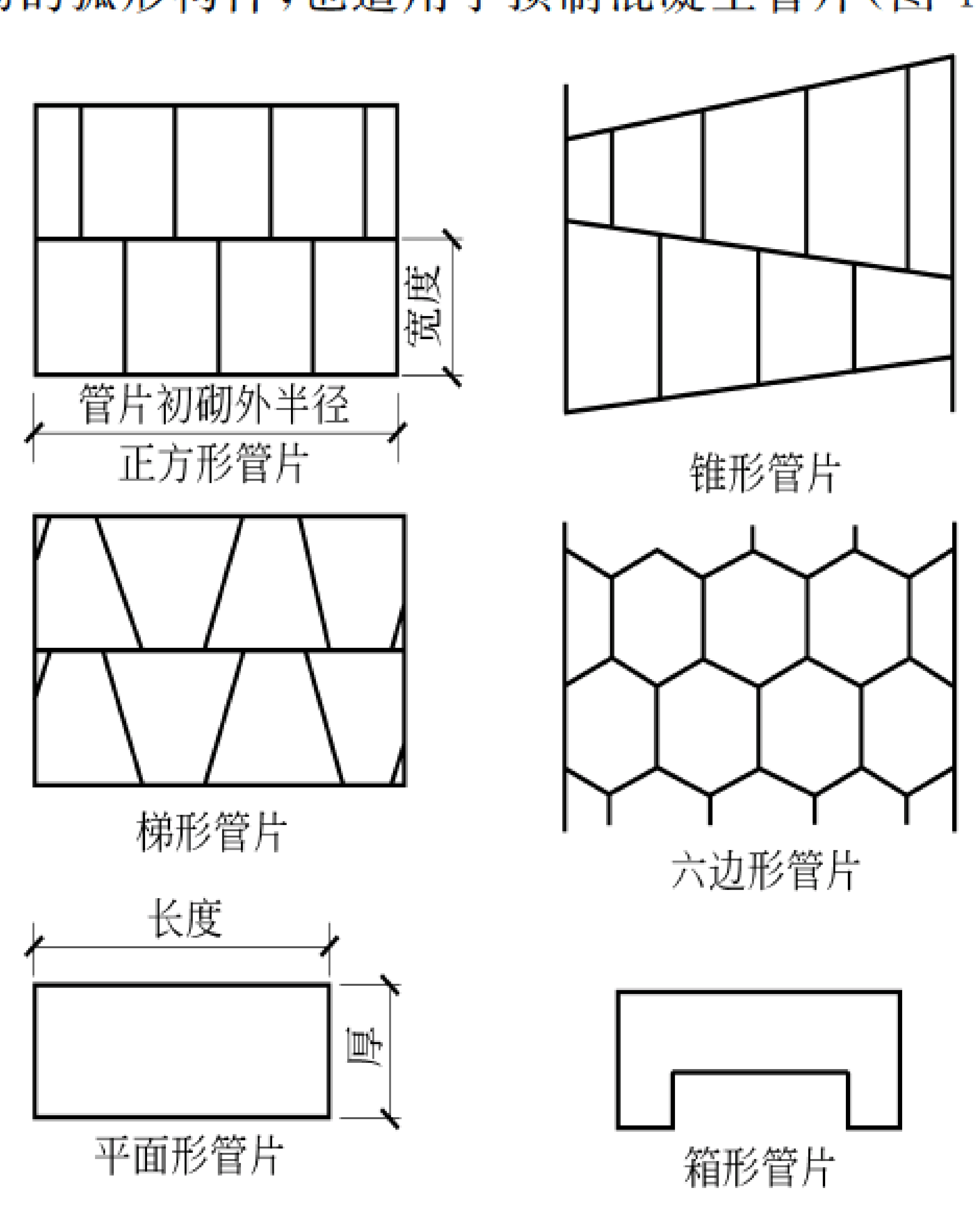


图 4-12　管片形式

管片衬砌：隧道衬砌由管片组成，每一环的衬砌由数个管片组成(图 4-13)。

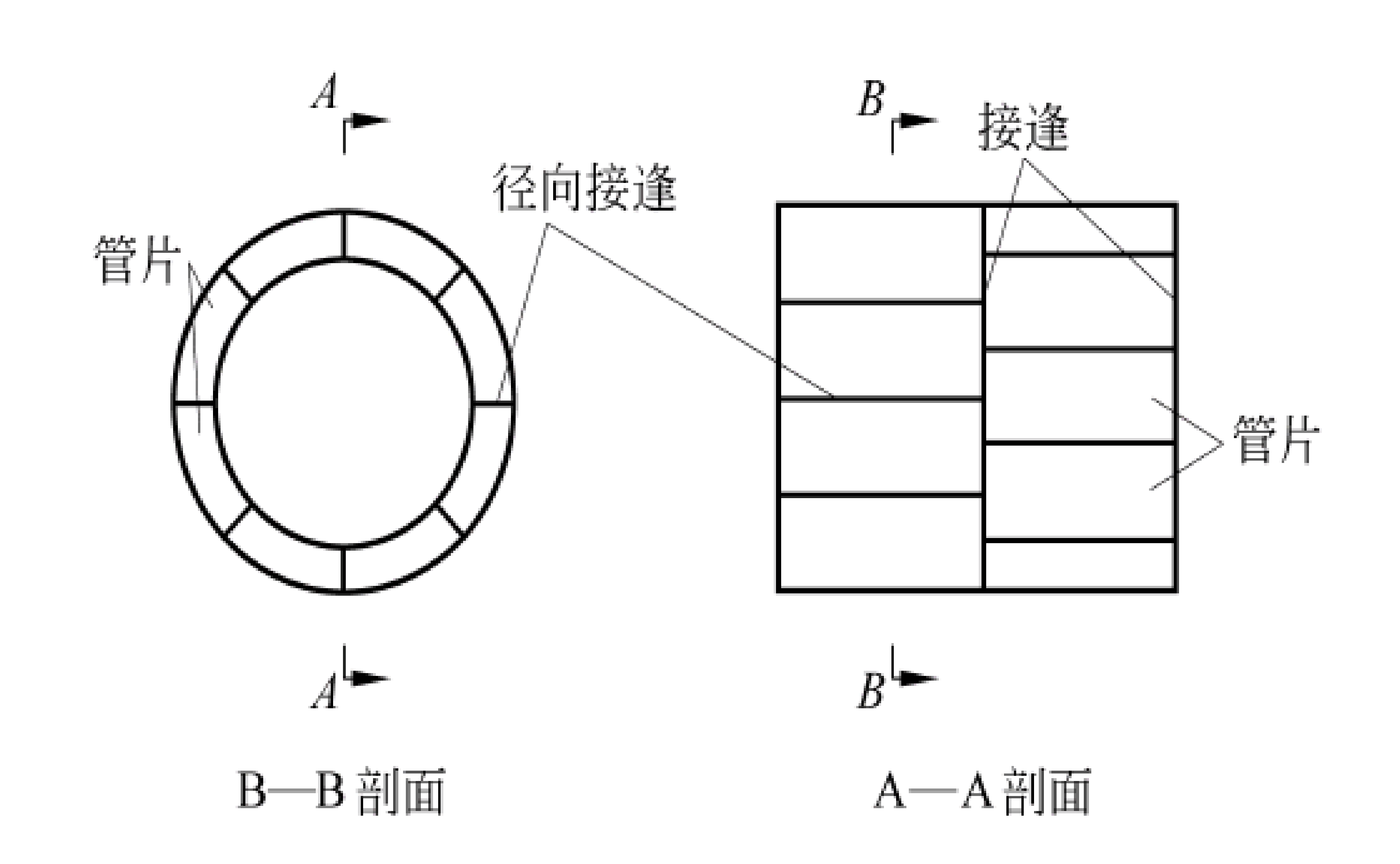


图 4-13　管片衬砌

盾构中完成的管片衬砌：在管片衬砌系统中所有的管片在盾构内组装，且衬砌在盾构内完成。

扩大管片衬砌：在管片衬砌系统中，除去关键的管片外，其余管片均在盾构中安装，在盾构正后面，当关键的管片被插入时，衬砌随即也完成。

厚度：隧道横截面上衬砌的厚度。

宽度：管片沿隧道轴线方向上长度。

连接缝：衬砌的间断处及管片之间的接触面。

连接缝的类型包括：

(1) 普通连接：分带有连接件、不带连接件和带导向钢筋三类。其中带有连接件又分为直线型钢筋螺栓、曲线型钢筋螺栓、可再利用的斜钢筋螺栓。

(2) 舌形或凹槽连接。

(3) 铰支式连接：分带凹凸面、带双凸面、带中心钢筋件连接和不带中心件四种。

(4) 销钉连接：分环形连接、径向连接和螺栓连接。其中环形连接指在环之间的接缝连接；径向连接指管片在隧道轴线方向上的接缝连接；螺栓连接指用钢螺栓来连接管片。

在实际设计和施工中，衬砌的修饰、管片的形状、接缝和防水细节应该有效、可靠、快速地选择，通常应考虑下列因素：安装方法详细过程和安装设备；隧道的功能要求，包括使用年限及防水性要求；地表及地下水条件，包括地震因素；隧道选址处的正常施工情况。

典型图示符号说明如图 4-14 所示。

p_0——超载，kPa；

γ——土的重度，kN/m^3；

γ'——土的浮重度，kN/m^3；

c——土的黏聚力，kPa；

c'——地下水位以下土的黏聚力，kPa；

φ——土的内摩擦角，(°)；

φ'——地下水位以下土的内摩擦角，(°)；

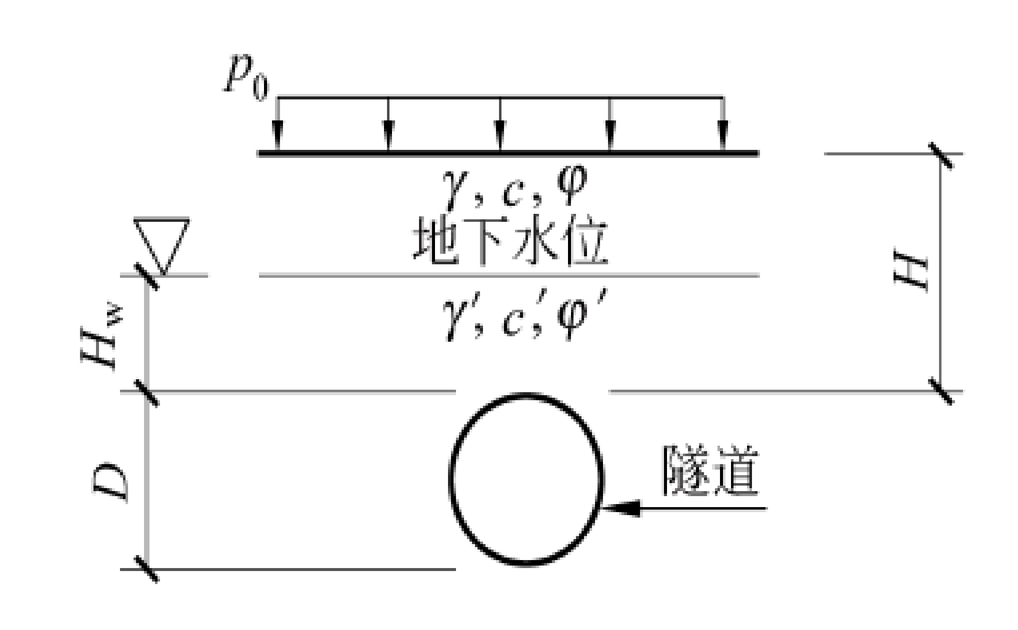


图 4-14　计算中使用的符号范例

H_w——在隧道拱部以上地下水位高度，m；

H——土的覆盖层厚度，m；

D——管片外直径，m。

4.2　盾构衬砌结构设计方法

4.2.1　设计原则

1. 应用范围

适用在软土中，如淤泥质土层和冲洪积土层，由高强度混凝土组成的管片衬砌及盾构开挖隧道的二次衬砌，也适用于由 TBM 机开挖的地下软岩隧道的管片衬砌。

软土的物理特征规定如下：

$$\begin{cases} N \leqslant 50 \\ E = 2.5 \times N \leqslant 125(\mathrm{MN/m^2}) \\ q_u = N/80 \leqslant 0.6(\mathrm{MN/m^2}) \end{cases} \tag{4-1}$$

式中：N——由标准贯入实验所测定的贯入度；

E——土体的弹性模量，$\mathrm{MN/m^2}$；

q_u——土的无侧限抗压强度，$\mathrm{MN/m^2}$。

2. 设计原理

设计原理是为了检验盾构隧道衬砌的安全性。在隧道衬砌报告中，都应该阐述设计计算的必要性、设计概念的假设、设计寿命、检查永久安全性等问题。

4.2.2　荷载

1. 荷载的种类

在衬砌设计中必须考虑的荷载有：①土压力；②水压力；③静荷载；④超载；⑤地基反作用力（如果必须的话）。

应该考虑的荷载：①内部荷载；②施工期间的荷载；③地震效应。

特别荷载：①邻近隧道的影响；②沉降的影响；③其他荷载。

2. 土压力

图 4-15 显示了一个隧道的断面及周围的土体情况，土压力应该按照合适的分析方法来确定。例如，土压力应该沿隧道断面径向作用于衬砌上或者分解为水平和垂直方向的土压力。

在作用于隧道的土压力中,垂直和水平土压力是确定设计计算用的土压力,与隧道的变形无关。此外,对于隧道底部的土压力,考虑为反向土压力,作为地基反力处理。计算土压力有两种方法,一种是将水压力作为土压力的一部分来考虑,另一种是将水压力和土压力分开计算,通常前者适用于黏性土,后者适用于砂质土。但对于稳定性好的硬质黏土及固结粉土也多以水土分离进行考虑。在水压、土压合算时,地下水位以上用干重度,地下水位以下用饱和重度;在水压、土压分算时,地下水位以上用干重度,地下水位以下用浮重度。

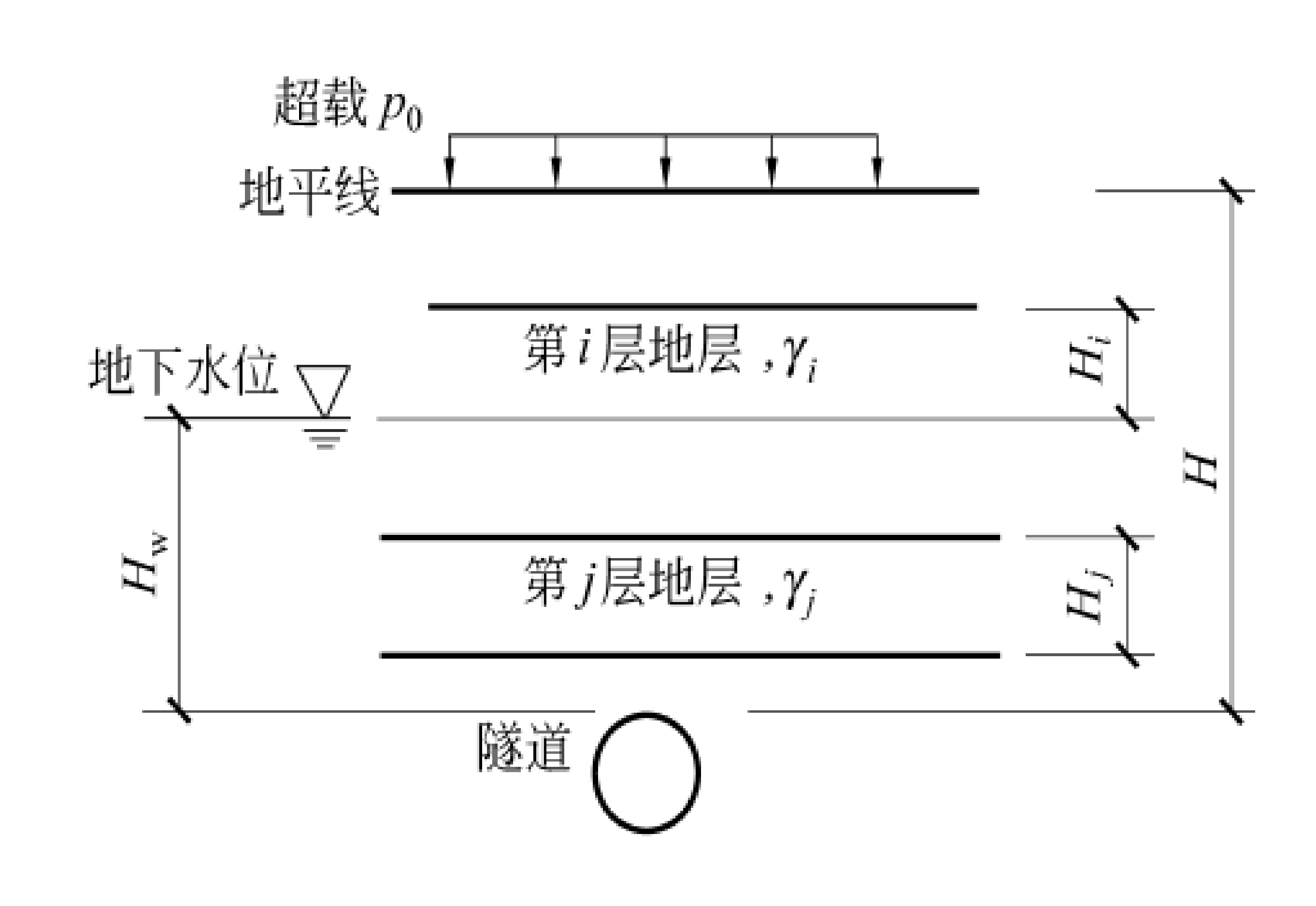


图 4-15　隧道及其周围土体剖面

γ_i—在潜水位以上的第 i 层土的单位重度,kN/m³;
H_i—在潜水位以上的第 i 层土的厚度,m;
γ_j—在潜水位以下的第 j 层土的单位重度,kN/m³;
H_j—在潜水位以下的第 j 层土的厚度,m

1)水平土压力

从隧道衬砌拱部至底部,作用于衬砌形心处的水平土压力始终为一均布荷载。它的大小由垂直土压力乘以土的侧压力系数所确定(图 4-16)。

在难以得到地基抗力的情况下,可以考虑将施工条件下的静止土压力系数作为侧向土压力系数。在可以得到地基抗力的情况下,使用主动土压力系数作为侧向土压力系数或者以上述的静止土压力系数为基础考虑适当的折减进行计算,都是常用的方法,设计计算中拟采用的侧向土压系数的值应介于静止侧向土压力系数与主动侧向土压力系数之间。一般来说,侧向土压力系数可以按照表 4-1 所示范围,根据与地基抗力系数的关系来进行确定。当无试验值时,可以参照表 4-2 计算公式计算。

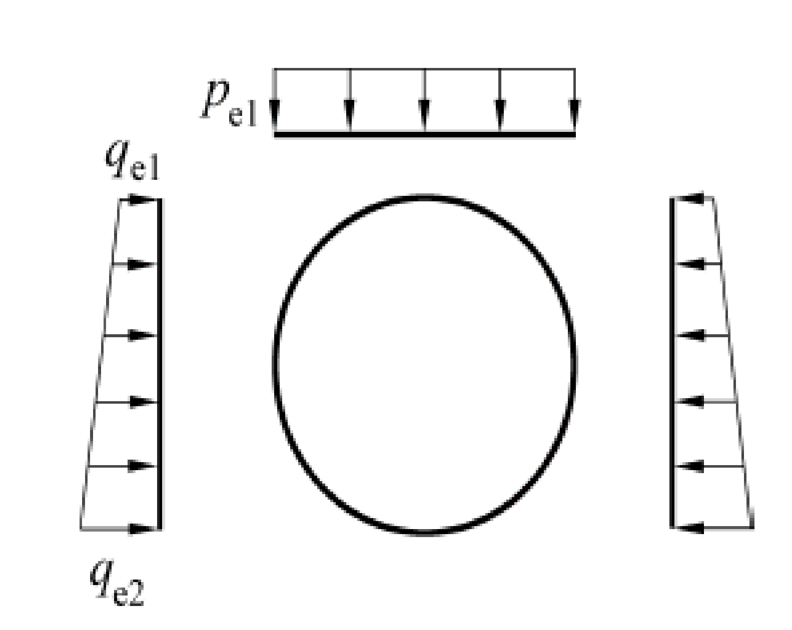


图 4-16　作用在衬砌上的土压力

表 4-1　根据标准贯入试验的 N 值而确定的 K_0 和 k 值

土壤种类	K_0	k/(MN/m³)	N
极密实的砂	0.35～0.45	30～50	30≤N
非常硬的黏土	0.35～0.45	30～50	25≤N
密实砂性土	0.45～0.55	10～30	15≤N<30
硬黏性土	0.45～0.55	10～30	8≤N<25
硬黏性土	0.45～0.55	5～10	4≤N<8
松砂性土	0.50～0.60	0～10	N<15
软黏性土	0.55～0.65	0～5	25≤N<4
非常软的黏性土	0.65～0.75	0	N<2

注:k——地基反力系数。

表 4-2　土压力计算公式表

约束条件		p_{e1}	q_{e1}	q_{e2}
$H_w \geqslant 0$	若 $H<2D$	$p_0+\Sigma\gamma(H-H_w)+\Sigma\gamma' H_w$	$K_0\left(p_{e1}+\gamma'\dfrac{t}{2}\right)$	$K_0\left[p_{e1}+\gamma'\left(2R_c+\dfrac{t}{2}\right)\right]$
	若 $H\geqslant 2D$ 且 $h_0>H_w$	$\Sigma\gamma(h_0-H_w)+\Sigma\gamma' H_w$		
	若 $H\geqslant 2D$ 且 $h_0<H_w$	$\Sigma\gamma h_0$		
$-2R_c\leqslant H_w\leqslant 0$	若 $H<2D$	$p_0+\Sigma\gamma H$	$K_0\left(p_{e1}+\gamma\dfrac{t}{2}\right)$	$K_0\left[p_{e1}+\gamma'\left(2R_c+\dfrac{t}{2}+H_w\right)+\gamma(-H_w)\right]$
	若 $H\geqslant 2D$	$\Sigma\gamma' h_0$		
$H_w<-2R_c$	若 $H<2D$	$p_0+\Sigma\gamma H$	$K_0\left(p_{e1}+\gamma\dfrac{t}{2}\right)$	$K_0\left[p_{e1}+\gamma\left(2R_c+\dfrac{t}{2}\right)\right]$
	若 $H\geqslant 2D$	$\Sigma\gamma h_0$		

注：① K_0 取值分为三类情况：根据物理指标：$K_0=\dfrac{\mu}{1-\mu}$；砂性土：$K_0=1-\sin\varphi$；软土或非常软的黏土：$K_0=0.80\sim0.85$。

② h_0 为太沙基隧道拱部松动区高度，m；t 为衬砌管片厚度，m；R_c 为管片形心半径，m。

水平土压力也可以用五边形模型估计为均载或均匀可变荷载。按图 4-17 中计算水平土压力 q_e 如下

$$q_e=\frac{q_{e1}+q_{e2}}{2} \tag{4-2}$$

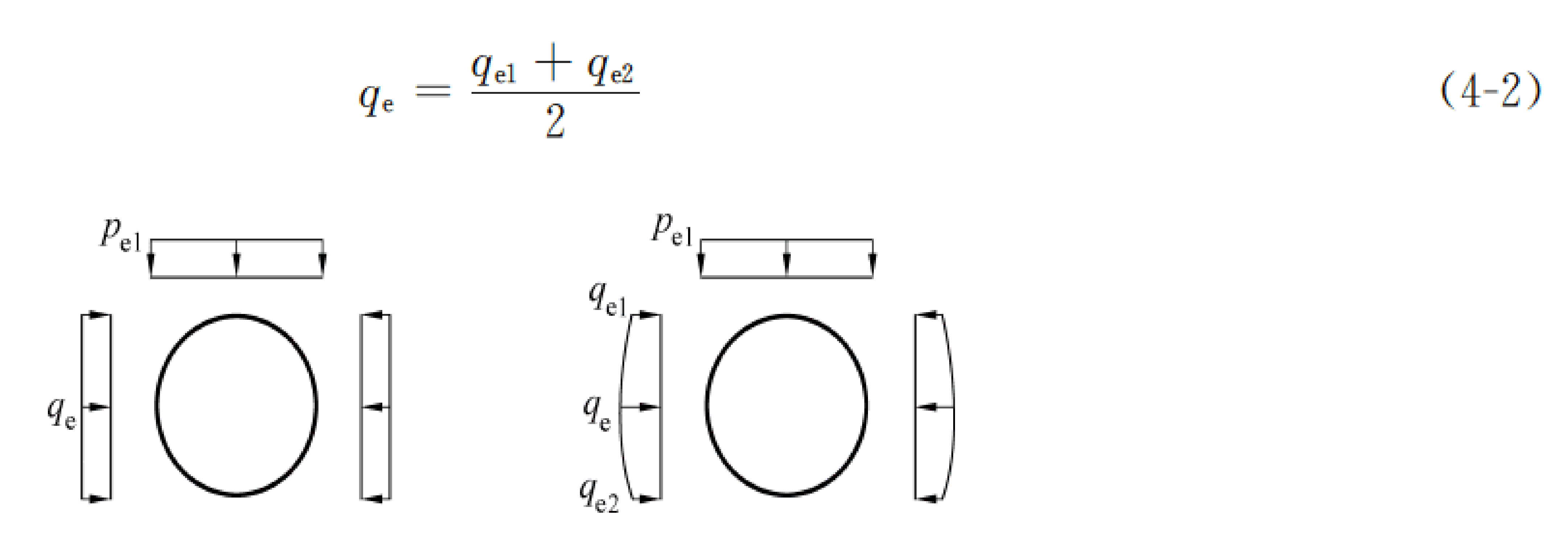


图 4-17　作用在衬砌上的五边形土体压力模型

p_{e1}—衬砌拱部的垂直土压力，kPa；q_{e1}—衬砌拱部的水平土压力，kPa；q_{e2}—衬砌底部的水平土压力，kPa

2）垂直土压力

将垂直土压力作为作用于衬砌顶部的均布荷载来考虑，其大小宜根据隧道的覆土厚度、隧道的断面形状、外径和围岩条件来决定。考虑长期作用于隧道上的土压力时，如果覆土厚度小于隧道外径(隧道为浅埋隧道：$H<2D$)，因不能获得土的成拱效果，故采用总覆土压力，如图 4-15 所示

$$p_{e1}=p_0+\Sigma\gamma_i H_i+\Sigma\gamma_j H_j \tag{4-3}$$

$$H=\Sigma H_i+\Sigma H_j \tag{4-4}$$

当覆土厚度大于隧道外径时(隧道为深埋隧道：$H>2D$)，地基中产生成拱效应的可能性较大，可以考虑在设计计算时采用松弛土压力。在砂质土中，当覆土厚度大于(1～2)D 时多采用松弛土压力；在黏性土中，如果由硬质黏土($N\geqslant 0$)构成的良好地基，当覆土厚度大于(1～2)D 时多采用松弛土压力；对于中等固结的黏土($4\leqslant N<8$)和软黏土($2\leqslant N<4$)，按土层不能成拱考虑将隧道的全覆土重力作为土压力计算的实例比较常见。

松弛土压力的计算，通常采用太沙基公式(图 4-18)。一般来说，当垂直土压力采用松弛土压力时，考虑到施工时的荷载以及隧道竣工后的变动，多设定一个土压力的下限值。垂直土压力的下限值虽然由于隧道使用目的而不同，但一般将其取为相当于隧道外径 2 倍的覆土厚度的土压力值。当地层为互层分布时，以地层构成中的支配地层为基础，将地层假设为单一土层进行计算或者就以互层的状态进行松弛土压力的计算

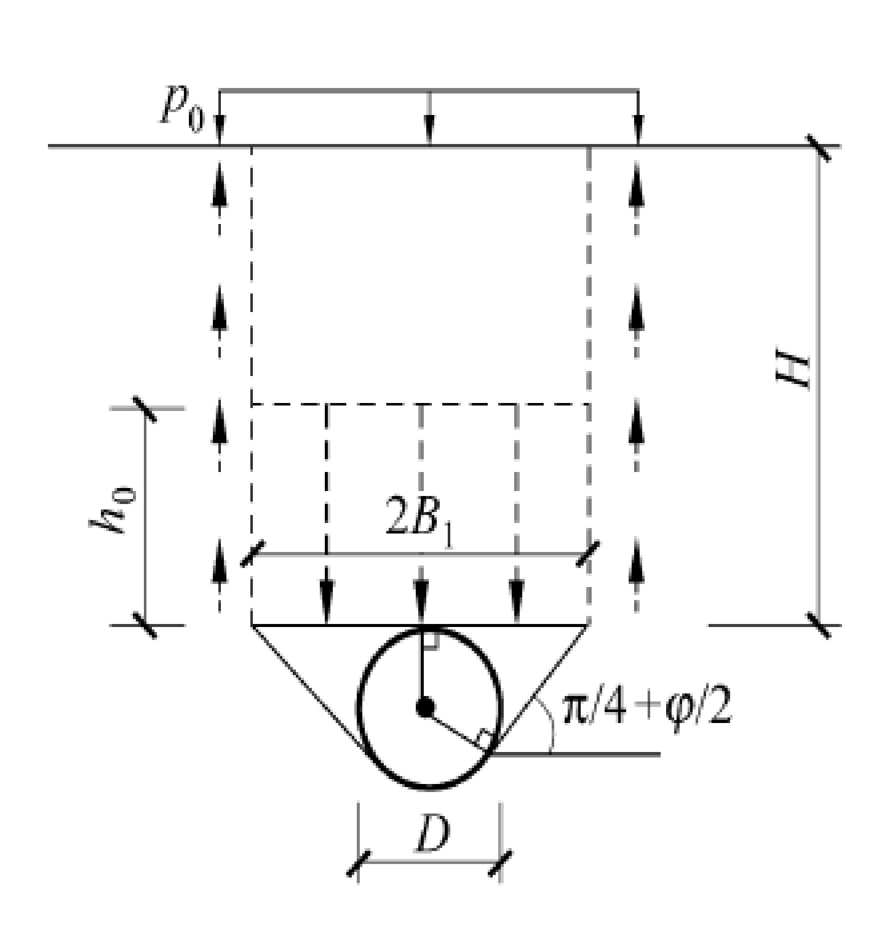


图 4-18 太沙基公式土压力计算图

$$B_1 = \frac{D}{2}\cot\left(\frac{\pi}{8}+\frac{\varphi}{4}\right) \tag{4-5}$$

式中：B_1——太沙基隧道拱部松动区宽度之半，m。

$$h_0 = \frac{B_1\left(1-\frac{c}{B_1\gamma}\right)\left[1-\exp\left(-K_0\frac{H}{B_1}\tan\varphi\right)\right]}{K_0\tan\varphi} + \frac{p_0\exp\left(-K_0\frac{H}{B_1}\tan\varphi\right)}{\gamma} \tag{4-6}$$

如果隧道位于潜水位以上

$$p_{e1} = \gamma h_0 \tag{4-7}$$

如果 $h_0<H_w$，则太沙基公式

$$p_{e1} = \gamma' h_0 \tag{4-8}$$

式中：h_0——换算的土压力除以土的单位重度，m；

K_0——侧向土压力与垂直土压力之比，其值通常取 1。

在 $p_0/\gamma<H$ 的情况下，则采用

$$h_0 = \frac{B_1\left(1-\frac{c}{B_1\gamma}\right)\left[1-\exp\left(-K_0\frac{H}{B_1}\tan\varphi\right)\right]}{K_0\tan\varphi} \tag{4-9}$$

$$p_{e1} = \gamma h_0 = \frac{B_1\left(\gamma-\frac{c}{B_1}\right)\left[1-\exp\left(-K_0\frac{H}{B_1}\tan\varphi\right)\right]}{K_0\tan\varphi} \tag{4-10}$$

3. 水压力

一般情况下作用在衬砌上的水压力为静水压力(图 4-19)。但为简化计算，也可以将水压力分为两种情况：拱顶以上和隧道底以下其值分别为该处静水压力相等的均布垂直水压力，由拱顶至隧道底两侧的水压力取为均匀变化的水平荷载，其值分别与拱顶和隧底处的静水压力相等(图 4-20)。

由于隧道开挖，失去水的重力作为浮力作用在衬砌上。若拱顶处的垂直土压力和自重(静荷载)的合力大于浮力，其差值将是作用在隧道底的垂直土压力(地基抗力)。而当作用于衬砌顶部的垂直荷载(除掉水压力)与衬砌自重的和小于浮力时，在衬砌顶部的地层中由于地基抗力而产生的土压力以抵抗浮力作

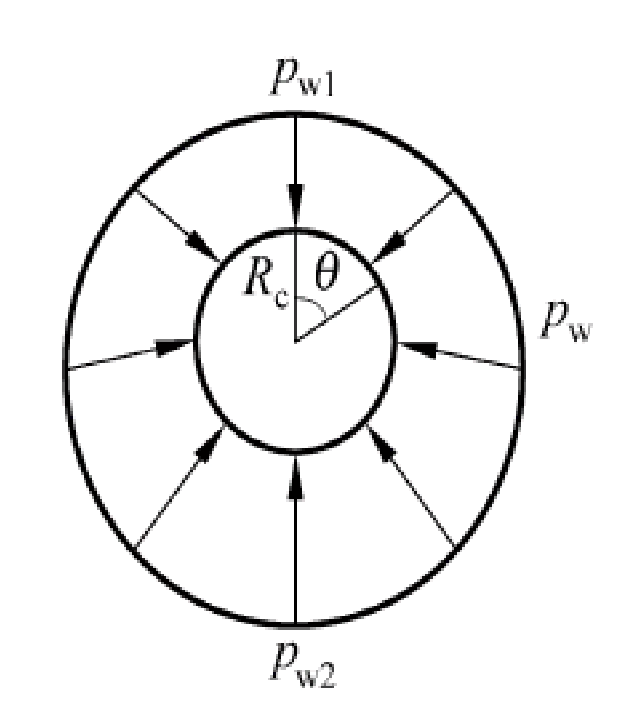


图 4-19 静水压力

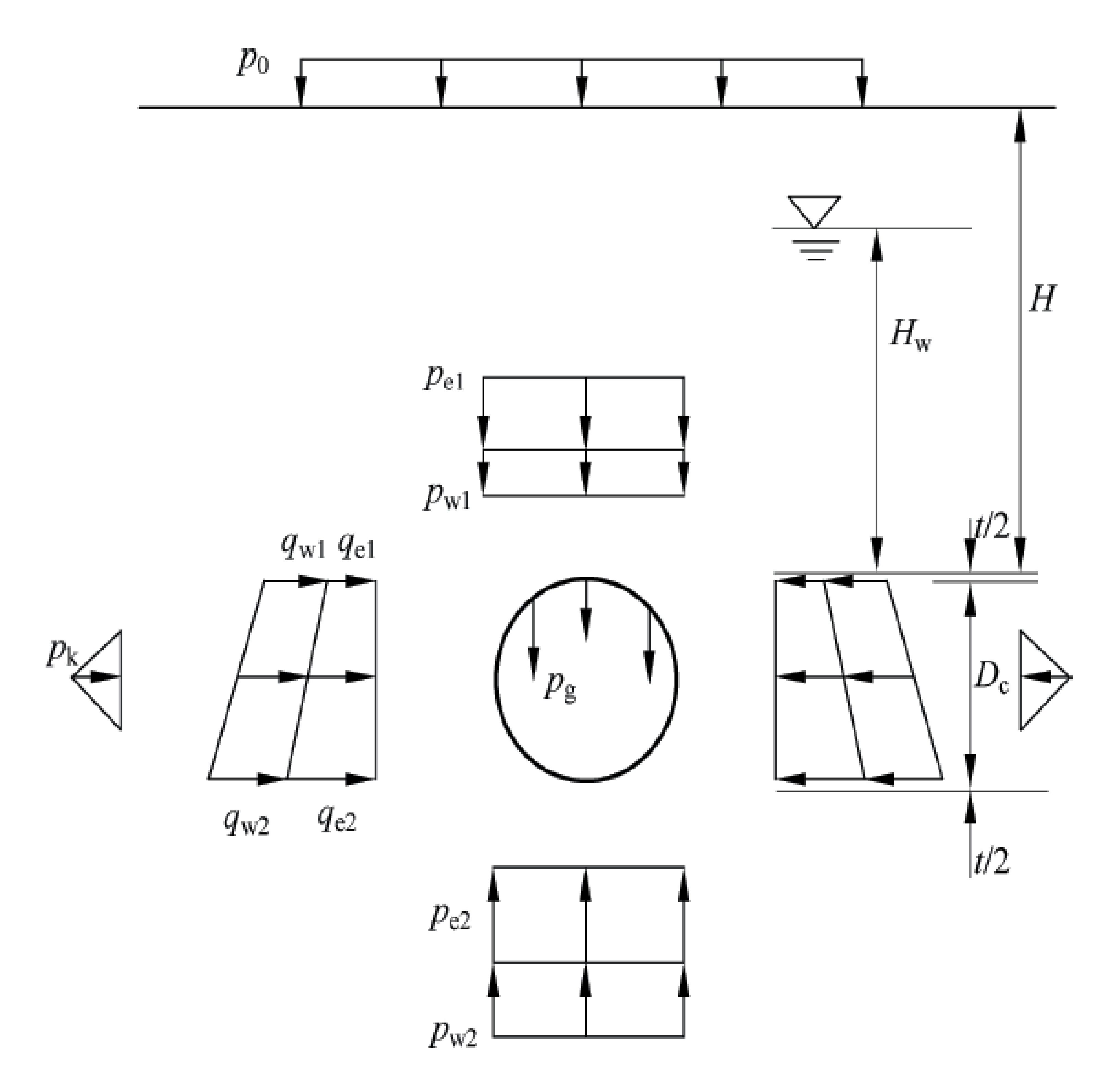


图 4-20　弹性方程方法荷载条件

用。这种现象出现在隧道覆土厚度小、地下水位高以及地震时容易发生液化的地基中。如果顶部难以产生与浮力相当的抗力时,隧道会上浮,于是必须采取诸如施作二次衬砌以增加隧道自重或在地表面进行加载的措施。

根据弹性方程荷载条件(图 4-20)计算公式如下:

式(4-11)~式(4-18)分别表示计算水压力、浮力和隧道底垂直均布土压力的方法。

1) 采用静水压力

管片上各点处的水压力为

$$p_w = \gamma_w \left[H_w + \frac{t}{2} + R_c(1 - \cos\theta) \right] \tag{4-11}$$

式中:p_w——水压力,kPa;

γ_w——水的单位重度,kN/m^3;

θ——隧道上任意一点与垂直方向的夹角,(°)。

2) 采用垂直均布荷载和水平均匀变化的荷载组合

衬砌水压力计算如下

作用于衬砌拱部的垂直水压力 p_{w1} 为

$$p_{w1} = \gamma_w H_w \tag{4-12}$$

作用于衬砌底部的垂直水压力 p_{w2} 为

$$p_{w2} = \gamma_w \left[H_w + 2\left(\frac{t}{2} + R_c \right) \right] = \gamma_w (H_w + D) \tag{4-13}$$

作用于衬砌拱部的水平水压力 q_{w1} 为

$$q_{w1} = \gamma_w \left(H_w + \frac{t}{2} \right) \tag{4-14}$$

作用于衬砌底部的水平水压力 q_{w2} 为

$$q_{w2} = \gamma_w \left[H_w + \left(\frac{t}{2} + 2R_c \right) \right] \tag{4-15}$$

3）浮力

若采用静水压力，则浮力 F_w 为

$$F_w = \gamma_w \pi R_c^2 \tag{4-16}$$

若采用垂直均布荷载和水平均匀变化的荷载组合，则浮力为

$$F_w = 2R_c(p_{w2} - p_{w1}) = 2\gamma_w D R_c \tag{4-17}$$

由弹性方程可得，隧道衬砌底部的垂直土压力 p_{e2} 为

$$p_{e2} = p_{e1} + p_{w1} + \pi p_g - p_{w2} = p_{e1} + \pi p_g - \frac{F_w}{2R_c} = p_{e1} + \pi p_g - D\gamma_w \tag{4-18}$$

其中：p_g 为静荷载，计算见下文。

4. 静荷载

静荷载(管片自重)是作用于隧道横断面形心上的垂直方向荷载，一次衬砌的静荷载按照下式来计算

$$p_g = \frac{W}{2\pi R_c} \tag{4-19}$$

式中：W——沿隧道轴线方向每米衬砌的重量，kN。

如果断面是矩形

$$p_g = \gamma_c t \tag{4-20}$$

式中：γ_c——混凝土单位重度，kN/m^3。

5. 地面超载

地面超载增加了作用于衬砌上的土压力，道路交通荷载、铁路交通荷载、建筑物的重量作用于衬砌上的力即为地面超载。

地面超载及其参考值如下：

公路车辆荷载：p_0=10kN/m^2；铁路车辆荷载：p_0=25kN/m^2；建筑物的重量：p_0=10kN/m^2。

6. 地基反作用力

当计算衬砌中的内力时，必须确定地基反力的作用范围、大小及方向。地基反力通常分为两种：

①独立于地基位移而定的反力 p_{e2}(图 4-21)；②从属于地基位移而定的反力。实际上，前者是作为与给定荷载相平衡的反力，预先假定其分布均匀；后者认为与衬砌的地基内位移相关而产生的，并与地层的位移成比例且其比例因子定义为地基反作用力系数。这个因子的取值决定于围岩韧度和衬砌尺寸(衬砌半径)。

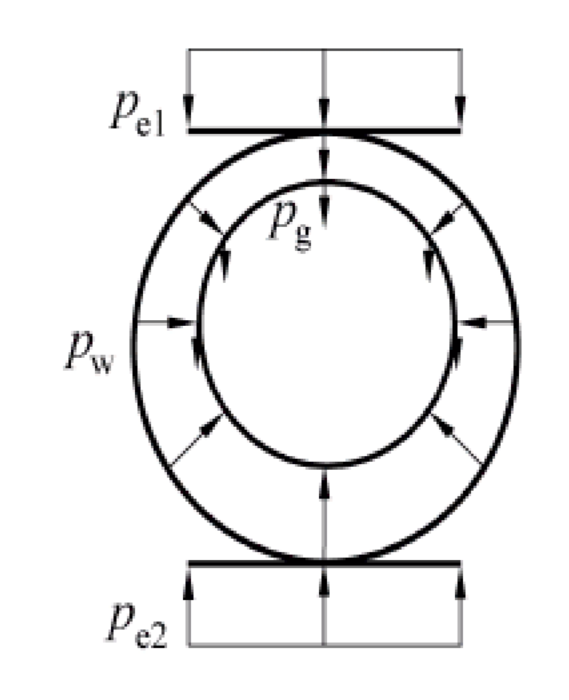


图 4-21 地基反作用力模型

地基反力是地基反作用力系数和衬砌位移的产物，由围岩韧度和管片衬砌刚度决定，而管片衬砌的刚度取决于管片刚度及接缝的数目和类型。

地基反力的常用计算法中，对垂直方向的与地基位移无关的地基反力取与垂直荷载相平衡的均布反力；另一方面，作用在隧道侧面的水平方向的地基抗力则是伴随衬砌向围岩方向的变形而产生，故在衬砌水平直径上下 45°中心角范围内，采用以水平直径为顶点，三角形分布的地基抗力。按作用在水平直径点

上地基抗力大小与衬砌向围岩方向的水平变形成正比关系进行计算，如图 4-22 所示，其计算公式如下

$$p_k = k\delta \tag{4-21}$$

式中：p_k——地基反作用力，kN/m²；

k——地基反力系数，根据土质条件与侧向土压力系数 K_0 的关系来确定；

δ——位移值，$\delta=\delta_1-\delta_2$；

δ_1——土、水引起的 B 点位移；

δ_2——地基反作用力引起的与上述方向相反的 B 点位移。

与常用计算法不同，作为伴随地基的位移确定地基抗力的另一种方法，是将管片环与地基间的相互作用通过地基弹簧模型进行考虑，这一方法是将地基抗力考虑为管片向地基方向变形所产生的反力。常见的有全周地基弹簧模型(图 4-23)和部分地基弹簧模型(图 4-24)两种。从应用实例来看，多数只考虑半径方向弹簧，也有一些考虑切线方向弹簧进行设计的例子。

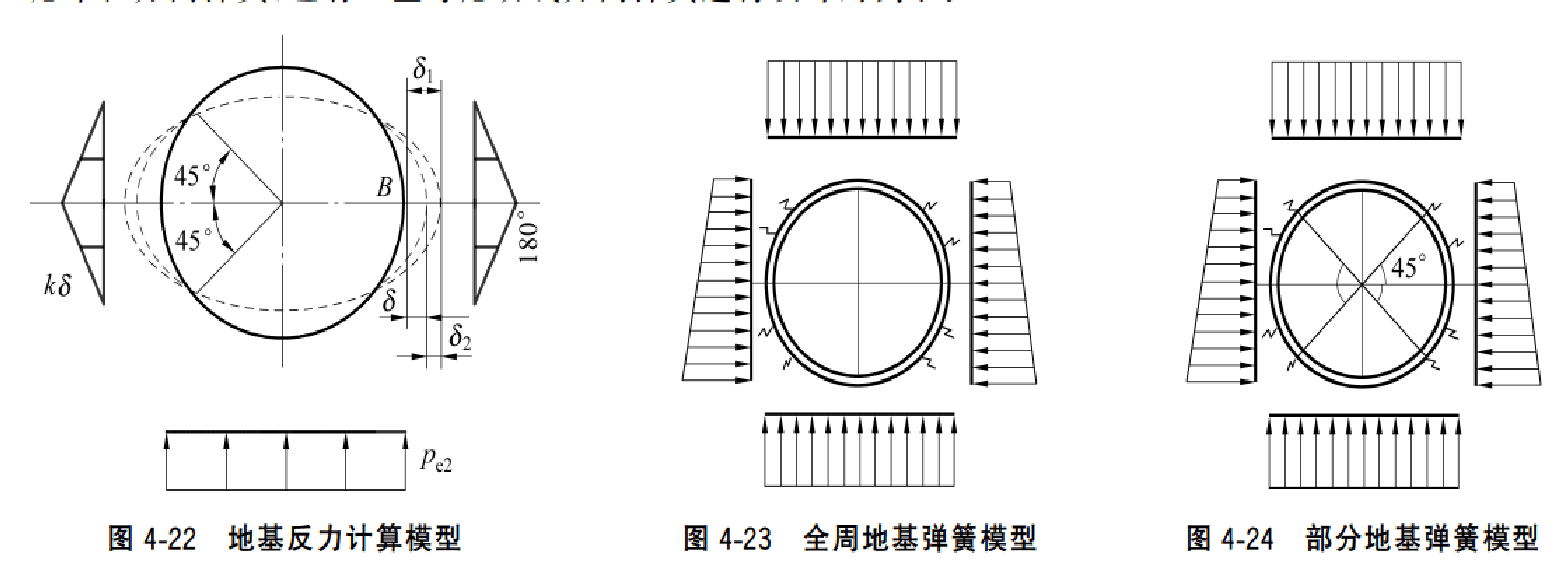


图 4-22　地基反力计算模型　　图 4-23　全周地基弹簧模型　　图 4-24　部分地基弹簧模型

7. 内部荷载

由于隧道拱部悬挂设备或内部水压力而引起的荷载应该进行核查。

8. 施工时期的荷载

以下荷载是施工时作用在衬砌结构上的荷载：

①盾构顶进推力。当管片生产时，应测试管片抵抗盾构顶进推力的强度，为了分析盾构千斤顶推力对管片的影响，设计者应该检查由于偏心而引起的剪力和弯矩，包括允许极限放置时的情况；②运输和装卸时的荷载；③背后注浆压力；④直立操作时的荷载；⑤其他荷载。例如，储备车厢的静载、管片调整形状时的千斤顶推力、切割挖掘机的扭转力等。

盾构千斤顶推力是最主要的力，其他压力随着荷载条件的给定均取某一参考值

$$F_s = (700 \sim 1\,000)\pi\frac{D^2}{4} \tag{4-22}$$

式中：F_s——盾构千斤顶推力，kN。

9. 地震影响

(1) 静态分析法。例如，地震变形法、地震系数法、动力学分析法等应该应用于抗震设计。

(2) 地震变形法通常适用于调查隧道地震变形，其细节详见有关专著。

10. 其他荷载

如果需要应该检查临近隧道对开挖的影响和不均匀沉降的影响。

4.2.3 衬砌材料

钢筋混凝土管片适用于作为初衬支护材料而现浇混凝土适合作为二次支护的材料。日本工业标准(JIS)、德国工业标准(DIN)、美国混凝土协会(ACI)标准以及中国《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)明确提出了材料测试的方法。

对于没有现浇的内部衬砌支护,如果外部管片衬砌支护需要的话,一次完成衬砌也是允许的。

1. 弹性模型

钢筋混凝土弹性模型如表 4-3。

表 4-3 钢筋混凝土弹性模型

标准强度 f_{ck}/(MN/m²)	18	24	30	40	50	60
混凝土弹性模量 E_c/(10^4 MN/m²)	2.2	2.5	2.8	3.1	3.1	3.5
钢筋弹性模量 E_s/(MN/m²)	210 000					

2. 应力应变曲线

混凝土应力-应变曲线采用图 4-25 中的曲线模型。

当 $\varepsilon_c \leqslant \varepsilon_0$ 时 $$\sigma_c = f_c\left[2\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^2\right] \tag{4-23}$$

当 $\varepsilon_0 \leqslant \varepsilon_c \leqslant \varepsilon_u$ 时 $$\sigma_c = f_c \tag{4-24}$$

式中:f_c——混凝土的峰值应力,MPa;

σ_c——混凝土屈服应力,MPa;

ε_0——相应于峰值应力时的应变,取 $\varepsilon_0 = 0.002$;

ε_u——极限压应变,取 $\varepsilon_u = 0.003\,5$。

钢筋应力-应变曲线采用图 4-26 中的双直线模型。

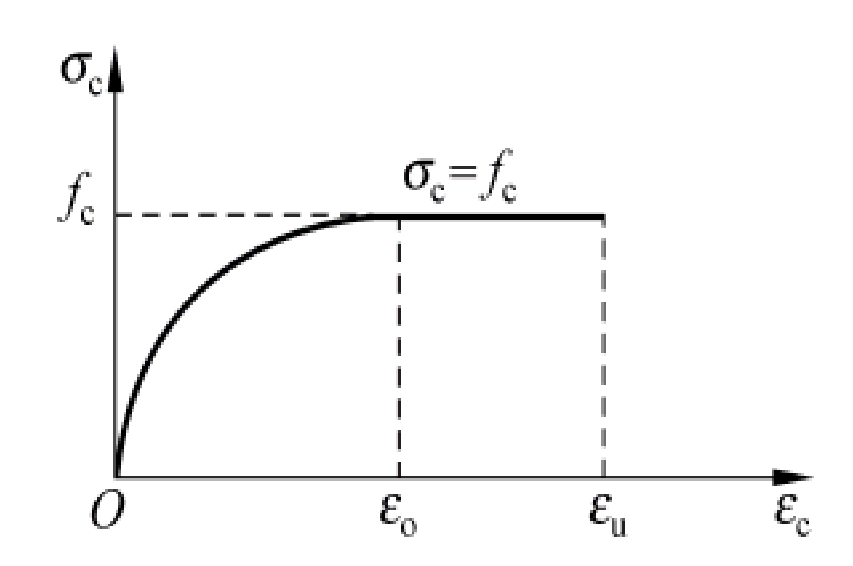


图 4-25 混凝土应力-应变曲线

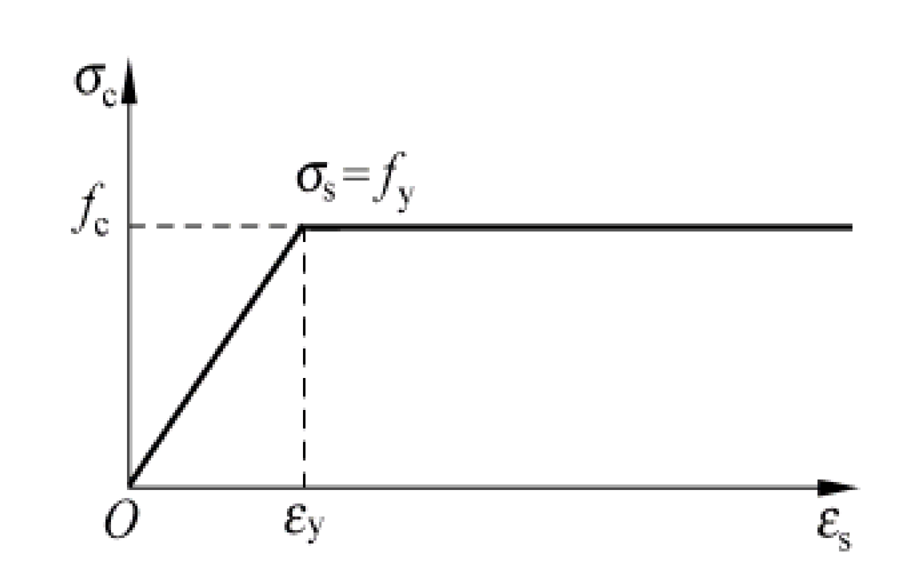


图 4-26 钢筋应力-应变曲线

当 $\varepsilon_s \leqslant \varepsilon_y$ 时 $$\sigma_s = E_s\varepsilon_s \tag{4-25}$$

当 $\varepsilon_y \leqslant \varepsilon_s \leqslant \varepsilon_{s,h}$ 时 $$\sigma_s = f_y \tag{4-26}$$

式中:f_y——钢筋的屈服强度,MN/m²;

σ_s——钢筋应力,MPa;

E_s——钢筋弹性模量，MN/m²；

ε_s——钢筋应变；

$\varepsilon_{s,h}$——钢筋强化起点的应变；

4.2.4　安全系数

安全系数应该基于土的荷载，同时符合规定的建筑要求和标准。举例来说，对每一个工程，国家标准都对混凝土结构和构造作了具体说明。施工工艺和性能应该与安全系数相联系。

如何应用于设计计算，参考 4.2.6 节。如果隧道设计成临时的结构，安全系数可以修正。

4.2.5　管片结构设计计算

结构衬砌计算应采用 SI 国际标准单位。

1. 设计原理

隧道断面的设计计算，应该选择以下的关键区段，如图 4-27。

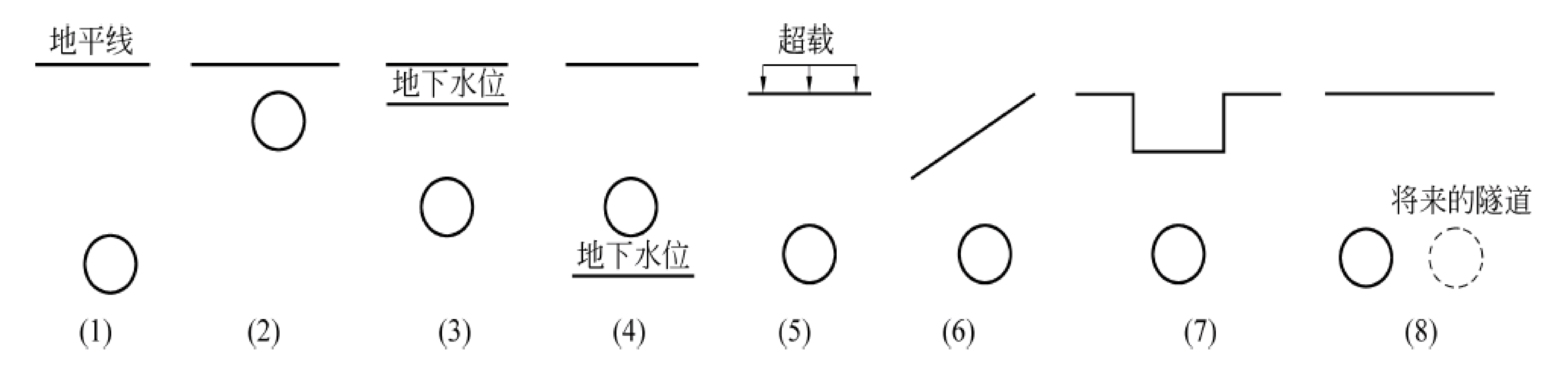


图 4-27　衬砌设计者检查的临界剖面

(1)上覆地层厚度最大的横断面；

(2) 上覆地层厚度最小的横断面；

(3) 地下水位最高的横断面；

(4) 地下水位最低的横断面；

(5) 超载最大的横断面；

(6) 有偏压的横断面；

(7) 表面有突变的横断面；

(8) 附近现有或将来拟建新的隧道的横断面。

2. 内力计算

1) 计算模型

隧道结构设计计算中结构内力(弯矩 M、轴力 N、剪力 Q)的方法如图 4-28 所示，本文具体介绍如下几种盾构隧道结构内力计算模型。

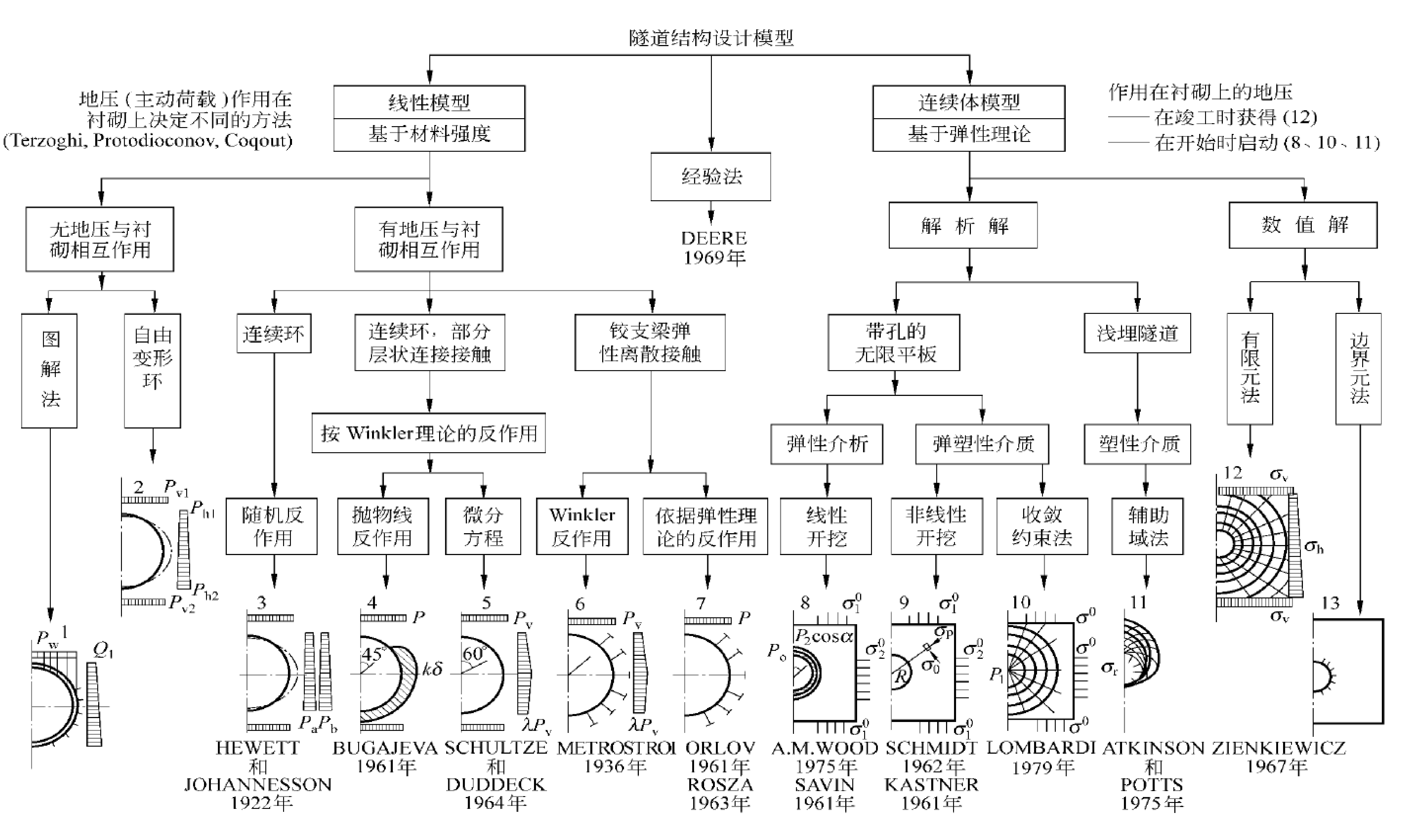


图 4-28 计算隧道结构内力的模型（Iftimie，1994 年）

(1) 层状结构模型法(图 4-29～图 4-31)

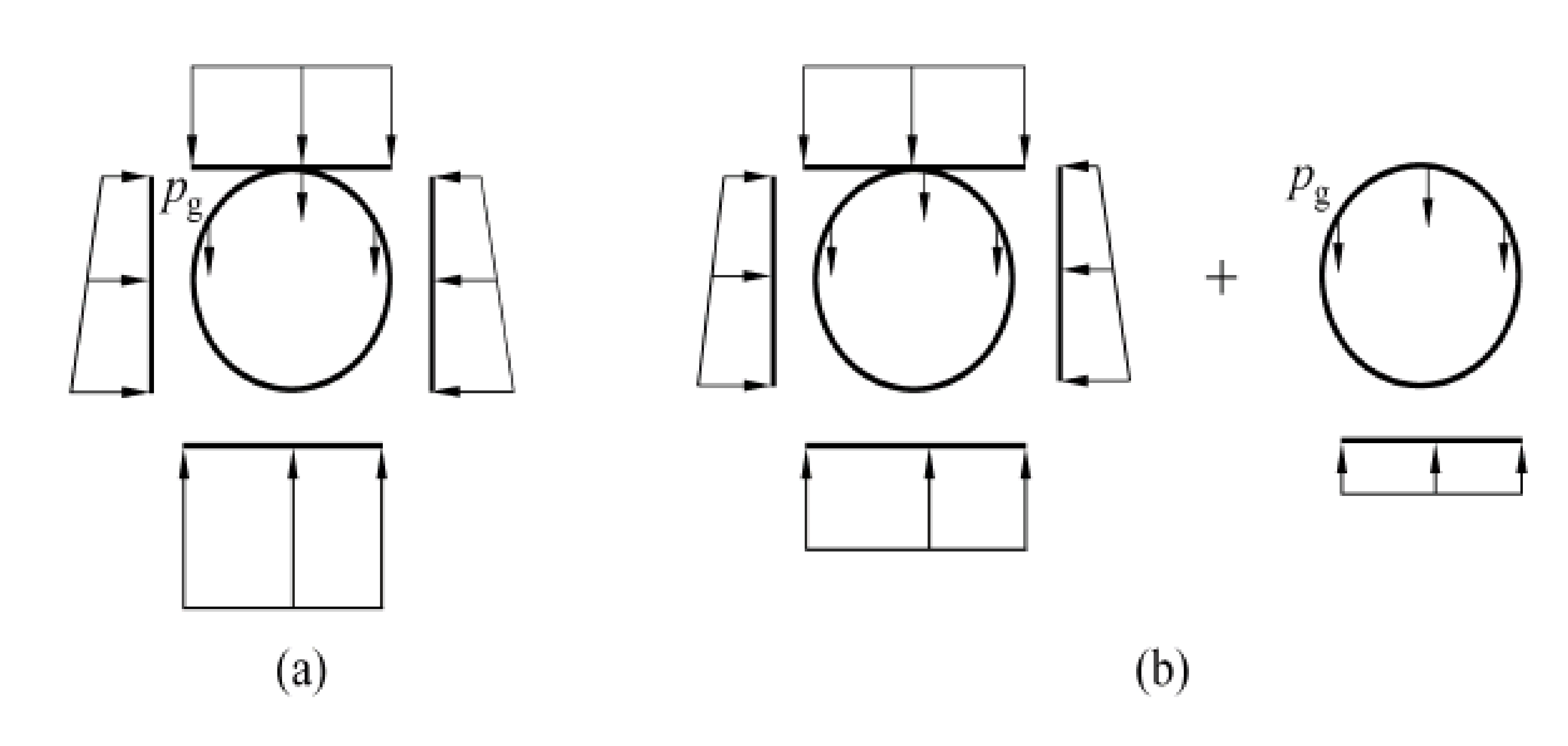


图 4-29　层状结构方法计算各个单元内力模型

由于静载荷作用,地基反作用力抵抗位移可用模型(a)估计,而不可用模型(b)估计

层状结构模型法是利用计算机矩阵计算内力的方法,这种模型是一种多静态模糊模型,它可以计算以下条件:

① 静水压力(图 4-30(a));

② 由于土层条件改变的不均匀可变荷载(图 4-30(b));

③ 偏心荷载(图 4-30(c));

④ 弹簧仿真地基反作用力(图 4-23、图 4-24)。

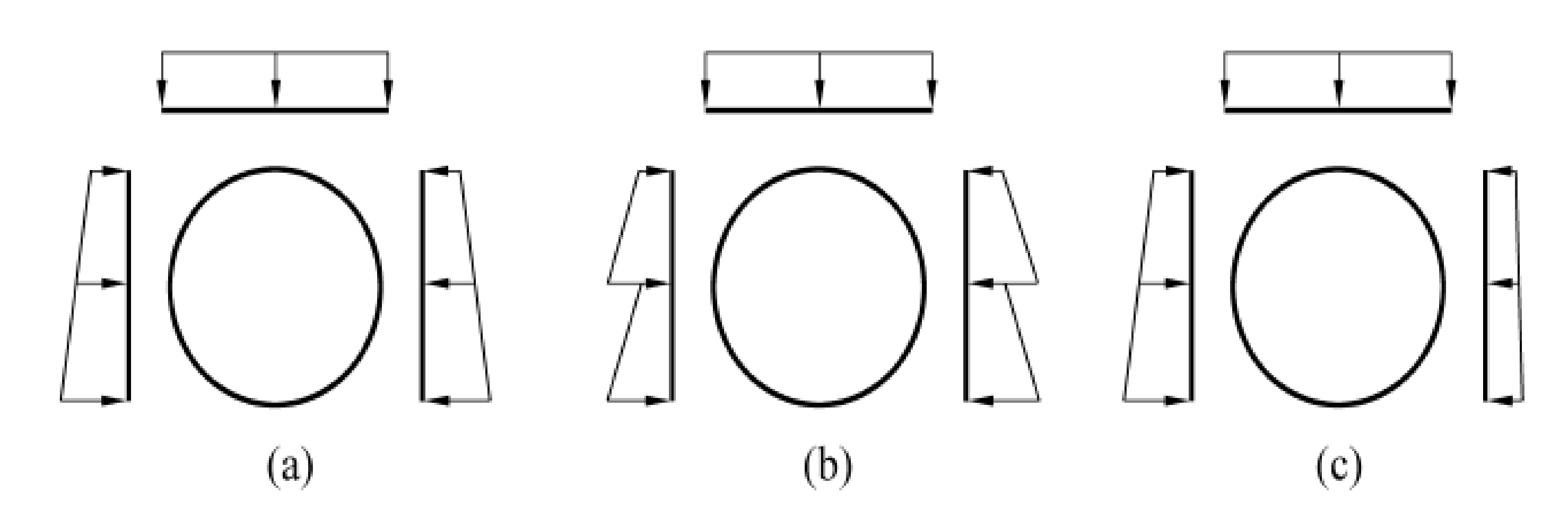


图 4-30　层状结构方法可采用的荷载模型

通过模拟连接,像铰支或半铰支,这种方法不仅适用于荷载在法线方向上的地基反作用力,而且适用于荷载在切线方向上的地基反作用力。

地基反作用力范围选择如下:

① 完整的闭合层状结构模型(图 4-31(a));

② 在拱部没有地基反作用力的层状结构模型(图 4-31(b)、(c));

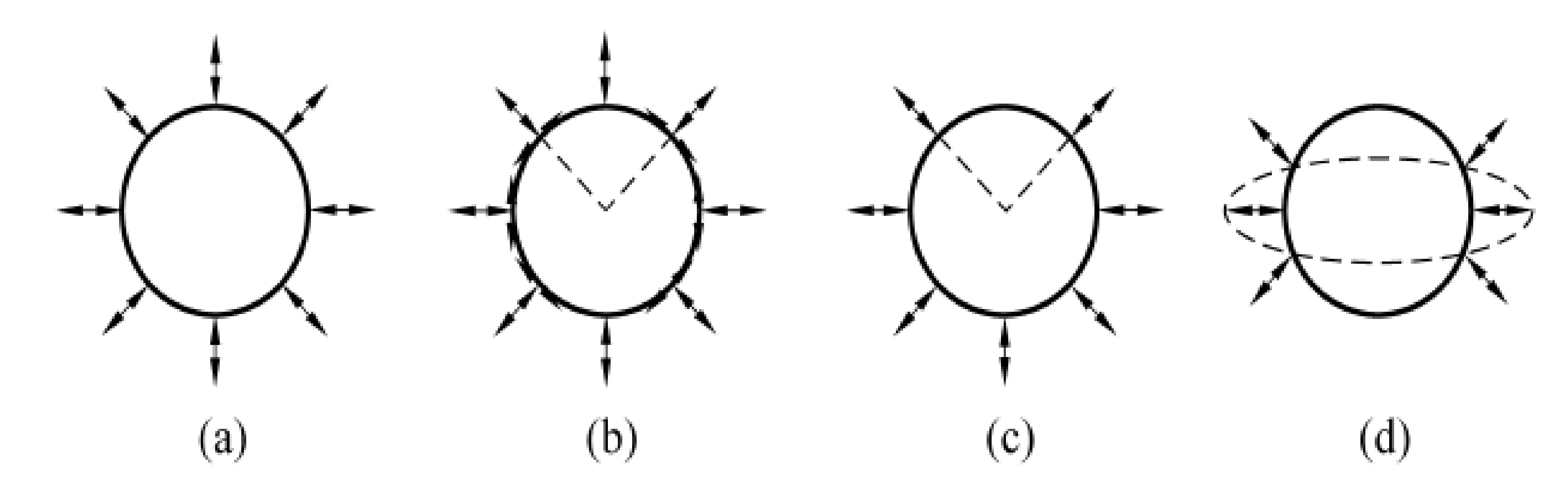
③ 完全闭合的无张力层状模型(图 4-31(d))。

(2) 有限元法(FEM)(图 4-32)

FEM 是以连续体理论为基础,并且同计算机的发展相适应。在 FEM 设计中,土的弹性模量和泊松比是必需的参数,衬砌管片作为梁单元加以评估。FEM 不但可以计算隧道衬砌的构件力,而且可以计算周围地面的沉降、应力—应变状态和上面或相邻的隧道对其的影响。

FEM 模型再现衬砌和实际块状地层相互作用行为特征:

① 能够再现土层行为,也可以考虑土层初始应力状态、土层参数。例如,土的单位重量、弹性模量、泊松比、隧道断面形状和尺寸、施工方法及工艺。



模型	层状范围	层状方向	层状抗压/抗拉
(a)	全圆	法向	抗压和抗拉
(b)	无拱	法向和切线	抗压和抗拉
(c)	无拱	法向	抗压和抗拉
(d)	由位移定	法向	只有抗压

图 4-31 计算地基反作用力和方向的层状结构模型

② 能够估计阻止荷载依赖衬砌结构的衬砌行为(管片的数目、它们的结构和连接方式)、背部注浆的特征和效用以及由地面给定的荷载大小等因素。

③ 能够量化取决于场地条件、施工方法(例如盾构的类型)、背部注浆方法、尾部空隙的尺寸和应力松弛程度。

(3) 弹性方程法

在没有计算机的情况下,弹性方程法是计算内力的简便方法。然而,它不能够评价图 4-33 所提到的情况(b)、(c)。在这种方法里,水压力被认为是垂直均载和水平均载的组合。在水平方向上的地基反作用力,应被简化为三角形分布的可变荷载(见图 4-20)。

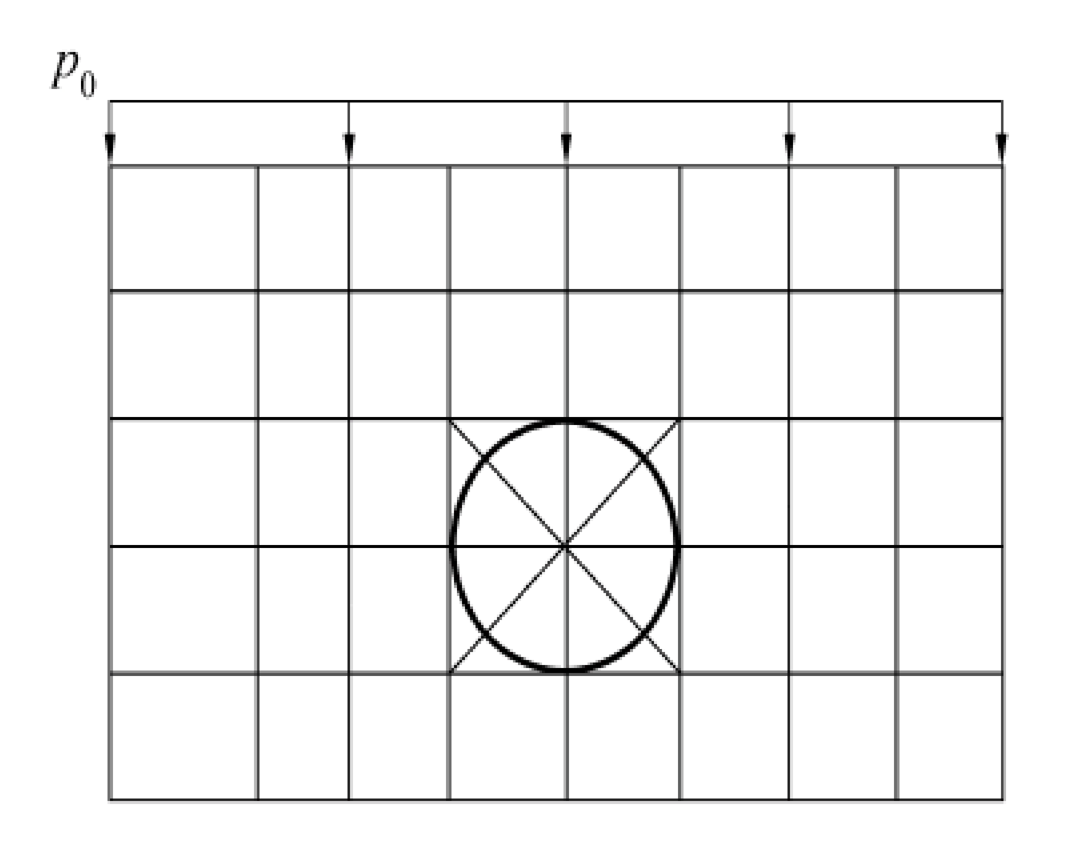


图 4-32 FEM 网格轮廓

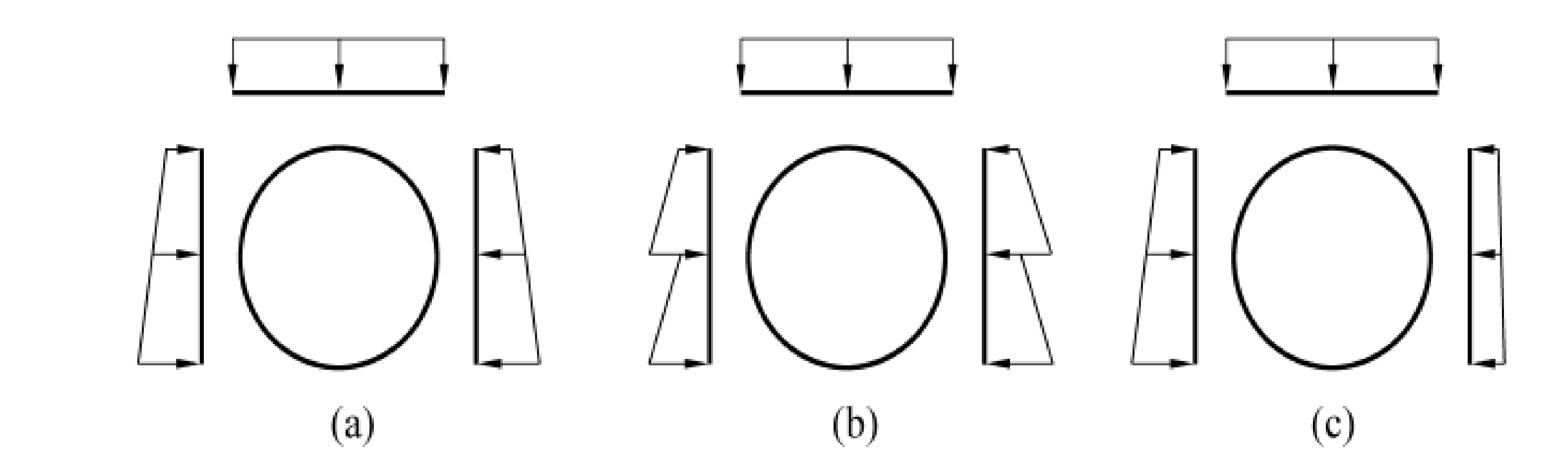


图 4-33 弹性方程方法计算内力的荷载模型

(a) 可采用的模型;(b)、(c) 不可采用的模型

对于管片环的结构模型,根据对管片接头的力学上的处理方法的不同加以分类,其计算模型大致可以分以下几类:

① 假设管片环是弯曲刚度均匀的环的方法

情况一:不考虑管片接头部分的弯曲刚度降低,管片环具有和管片截面同样刚度 EI 且弯曲刚度均匀的环的方法。

在该法中,水压力按垂直均布荷载和水平均匀变化荷载的组合计算。垂直方向的地基抗力、水平方向的地基抗力则假定为自环顶部向左右各 45°～135°区间的渐变荷载,是以隧道的起拱点为顶点的等腰三角形;其大小与位移的大小成正比(Winkler 线性假定),如图 4-34、图 4-35 所示。

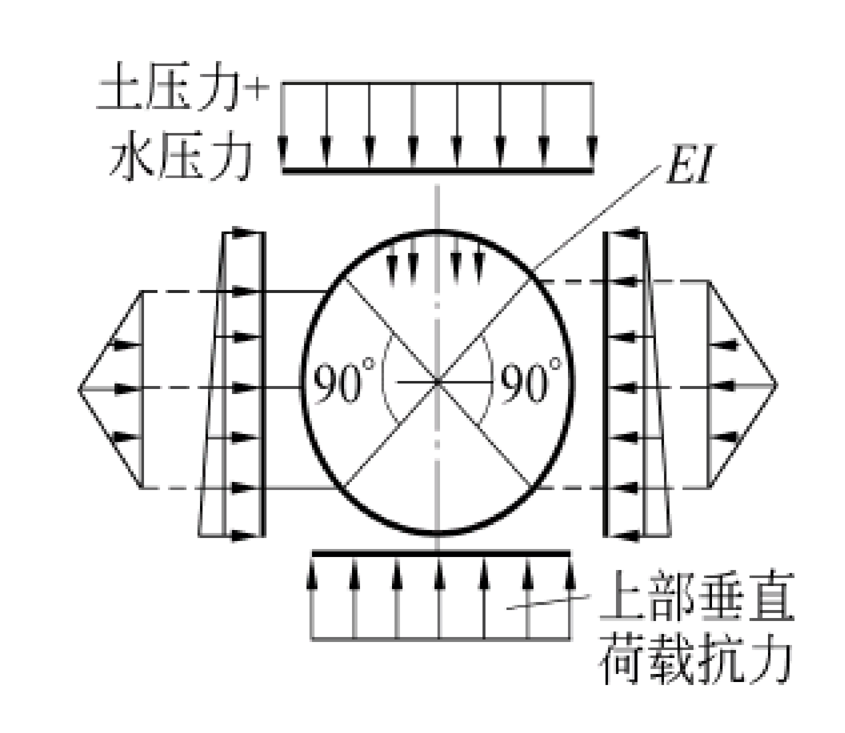


图 4-34　等弯曲刚度环计算模型

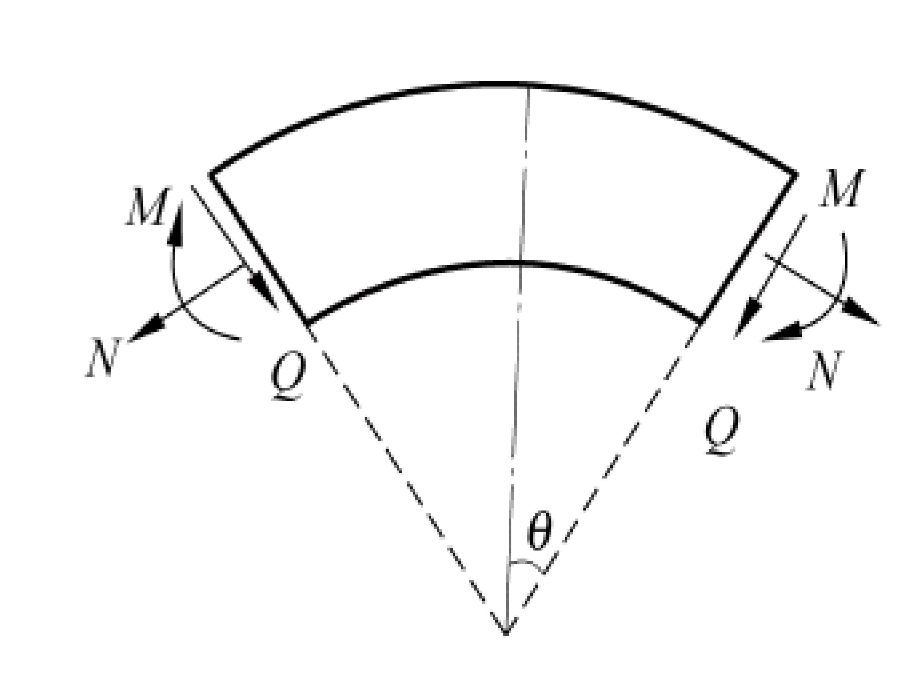


图 4-35　管片截面内力

管片截面内力的计算可以按表 4-4 进行计算。

表 4-4　弹性方程计算内力

荷　载	适用范围	弯矩$(M)/(\times R_c^2)$	轴力$(N)/(\times R_c)$	剪力$(Q)/(\times R_c)$
垂直方向均载 $(P=p_{e1}+p_{w1})$	$0\leqslant\theta\leqslant\pi$	$(1-2S2)\dfrac{P}{4}$	$S2P$	$-SCP$
侧向均载 $(q=q_{e1}+q_{w1})$	$0\leqslant\theta\leqslant\pi$	$(1-2C2)\dfrac{q}{4}$	$C2q$	SCq
侧向三角形变化荷载 $(q'=q_{e2}+q_{w2})$ $(q'-q)$	$0\leqslant\theta\leqslant\pi$	$(6-3C-12C2+4C3)\dfrac{q'-q}{48}$	$(C+8C2-4C3)\dfrac{q'-q}{16}$	$(S+8SC-4SC2)\dfrac{q'-q}{16}$
侧向地基反作用力 $(k\delta)$	$0\leqslant\theta\leqslant\pi/4$	$(0.2346-0.3536C)k\delta$	$0.3536Ck\delta$	$0.3536Sk\delta$
	$\pi/4\leqslant\theta\leqslant\pi/2$	$(-0.3487+0.5S2+0.2357C3)k\delta$	$(-0.7071C+C2+0.7071S2C)k\delta$	$(SC-0.7071C2S)k\delta$
静荷载 (g)	$0\leqslant\theta\leqslant\pi/2$	$\left(\dfrac{3\pi}{8}-\theta S-\dfrac{5C}{6}\right)g$	$\left(\theta S-\dfrac{C}{6}\right)g$	$\left(-\theta C-\dfrac{S}{6}\right)g$
	$\pi/2\leqslant\theta\leqslant\pi$	$\left[-\dfrac{\pi}{8}+(\pi-\theta)S-\dfrac{5C}{6}-\dfrac{\pi S2}{2}\right]g$	$\left(-\pi S+\theta S+\pi S2-\dfrac{C}{6}\right)g$	$\left[(\pi-\theta)C-\pi SC-\dfrac{S}{6}\right]g$
弹簧的侧向位移 (δ)	$\delta=\dfrac{(2P-q-q'+\pi g)R_c^4}{24(\eta EI+0.045k\,R_c^4)}$ θ=拱角；$S=\sin\theta$；$S2=(\sin\theta)^2$；$S3=(\sin\theta)^3$；$C=\cos\theta$；$C2=(\cos\theta)^2$；$C3=(\cos\theta)^3$			

但该法不适用于下列各种情况：由于土壤条件变化而产生的非均匀变化的荷载；有偏压荷载；考虑静水压力，存在模拟地基抗力的弹簧力。

情况二：因管片有接头，故对其整体刚度有影响，可以将接头部分弯曲刚度的降低评价为环整体刚度的降低，但仍然将其作为抗弯刚度均匀的圆环处理(平均等刚度法)，见图 4-36。

由于接头的影响，将管片整体抗弯刚度由 EI 降低为 ηEI(η 称为抗弯刚度的有效率，$\eta\leqslant1$)来计算

圆环截面内力(M,N',Q),具体算法同表 4-4 中公式;并且弯矩并不是全部都经由管片接头传递,可以认为其中的一部分通过环之间接头的剪切阻力传递给由错缝接头连接的相邻管片(如图 4-37 所示)。进一步考虑错缝接头的连接部分的弯矩分配,根据从 ηEI 均匀弯曲刚度环计算出来的截面内力中,对弯矩考虑一个增减 ξM(弯矩的提高率 $\xi \leqslant 1$),其中$(1+\xi)M$ 为主截面的设计用弯矩,与轴向力 N'组合进行设计。在这种情况下,管片接头的设计弯矩和轴向力可以分别假定为$(1-\xi)M$ 和 N',据此可以进行接头的设计。参数 η 和 ξ 值因管片种类、管片接头的结构形式、环相互交错联结的方法和结构形式而有所不同,目前参数 η 和 ξ 值是根据试验结果和经验来确定的,如果不考虑管片接头部分的弯曲刚度降低,η 取 1,否则取 0.25~0.80。

② 假设管片环是多铰环的方法(图 4-38)

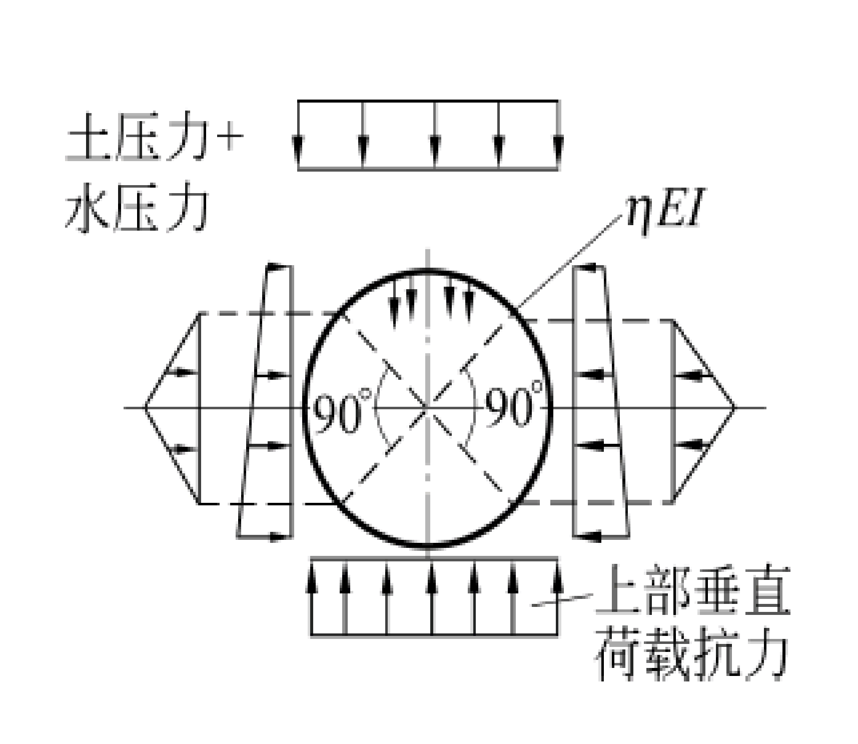


图 4-36 平均等弯曲刚度计算模型

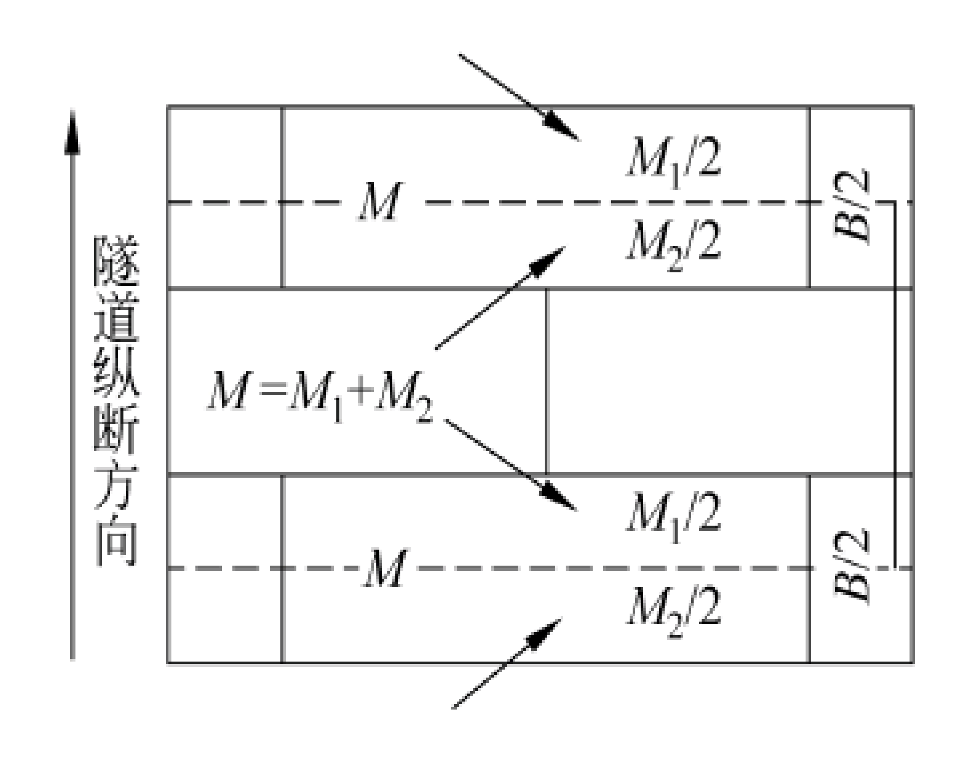


图 4-37 管片接头弯矩传递示意图

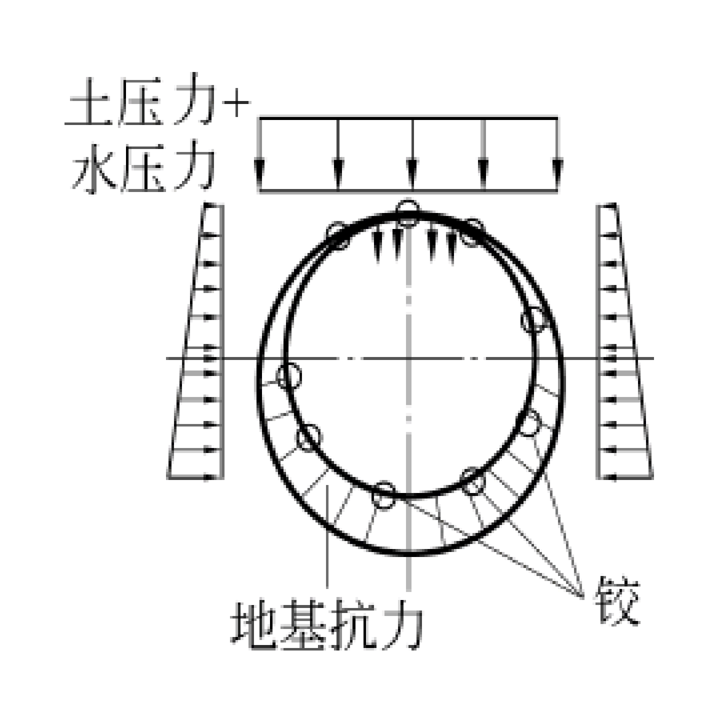


图 4-38 多铰圆环计算模型

这种计算方法是一种把接头作为铰接结构的解析法。多铰环本身是非静定结构,只有在隧道围岩的作用下才会成为静定结构,并假定沿圆环分布有均匀的径向地基反力。以主动土压力方式作用于管片环上的荷载,可以采用前述的不考虑接头影响的等刚度荷载计算模式,而伴随环的变形而产生的地基抗力,一般按照文克尔(Winkler)的假定计算。

采用这种计算方法时,因依赖隧道周边地层的反力,故要注意选择合适的地基。此外,在管片拼装过程中以及刚入盾尾脱出后地基反力尚未充分发挥作用时,为使管片能够自承,需要研究采用辅助手段,或者使管片接头具有一定的刚度,自身能够保持环状。由此可见,这种计算方法通常用于地层条件较好的情况。

③ 假设管片环是具有旋转弹簧的环并以剪切弹簧评价错缝接头拼接效应的方法(图 4-39、图 4-40)

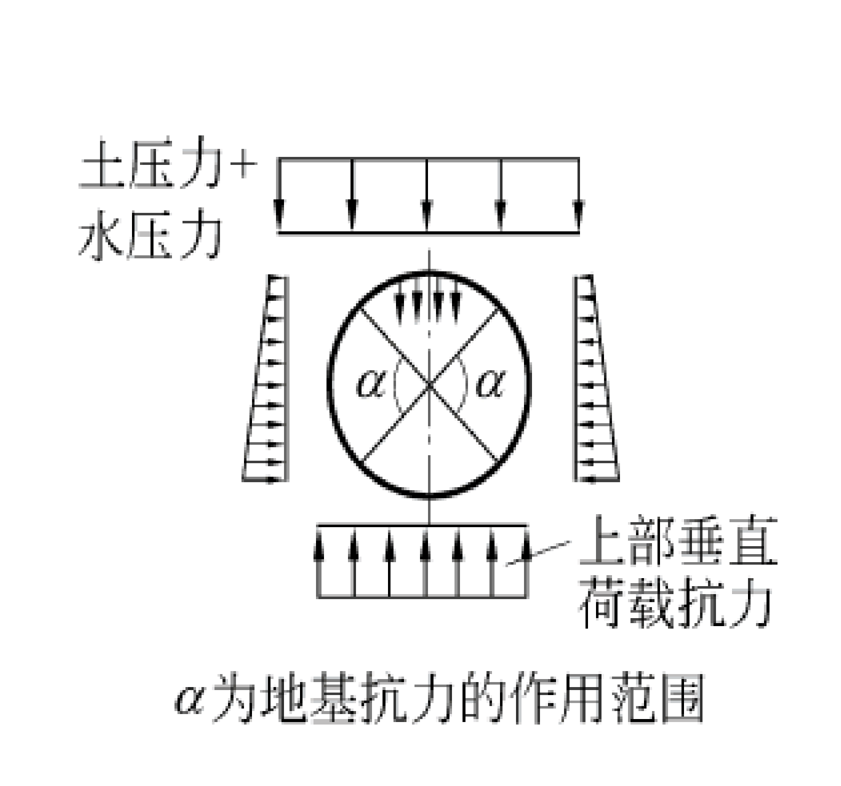


图 4-39 梁—弹簧计算模型

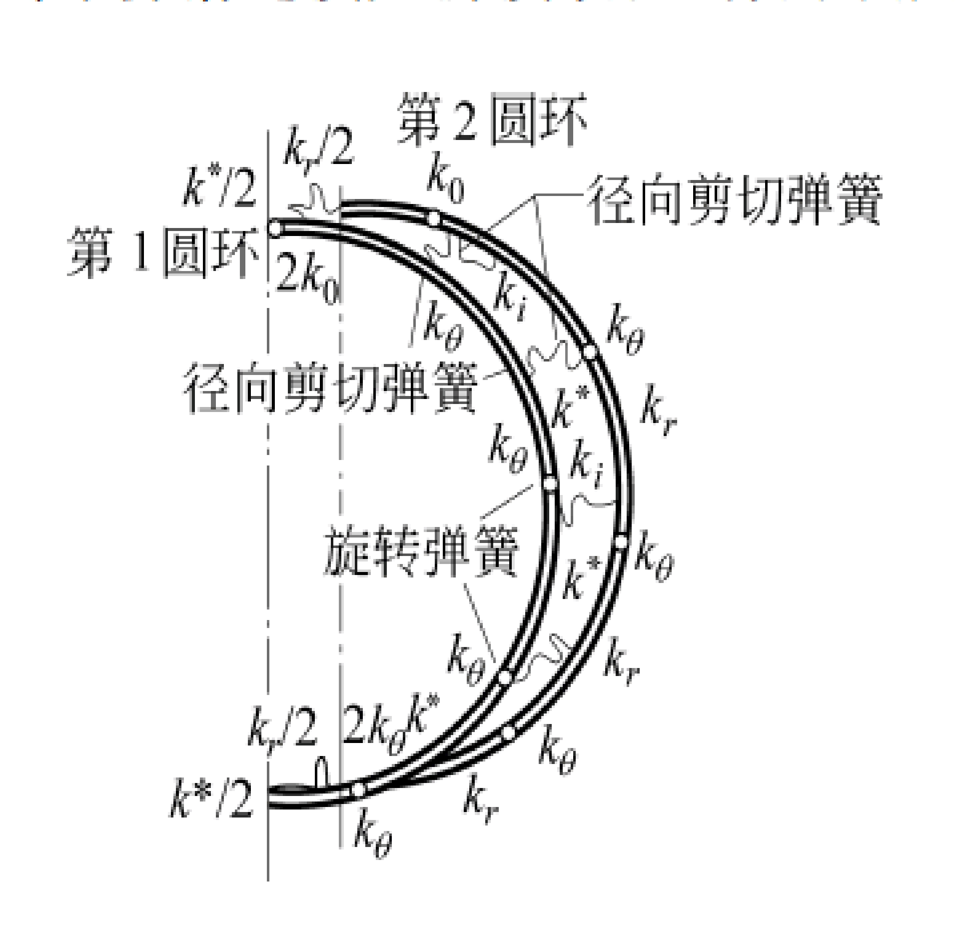


图 4-40 同时考虑旋转弹簧和剪切弹簧的圆环

这种解析法的特点是将管片环模拟为梁的构架(直梁或曲梁),用旋转弹簧和剪切弹簧分别模拟管片接头和环间接头,将其弹性性能用有限元法进行构架分析,计算截面内力。使用这种模型可计算由于管片接头引起的管片环的刚度降低和错缝接头的拼接效应。

采用这种方法时,在管片环对接、两环或三环交错联结的情况下,也可以计算截面力,并能直接计算出环间的剪力。此外,当管片接头的旋转弹簧常数为零时,与多铰环相同;如果为无穷大,则与等刚度均匀环相同。

其他计算模型,如 Schultze 和 Duddeck 模型、Muir Wood 模型等,请参阅有关专著,这里就不一一详述。

2) 连接缝的评价

无论管片衬砌连接缝有或没有螺栓,它在连接缝的实际弯曲刚度小于管片的弯曲刚度。从构造上讲,管片环能够被模拟成多铰支环或者是其刚度介于好的、均匀的刚性环和多铰支环之间的刚度。如果管片是错开的,那么在连接缝的弯矩将比毗邻的管片所受的弯矩小,在设计中应该考虑连接缝的实际影响因素见图 4-41。

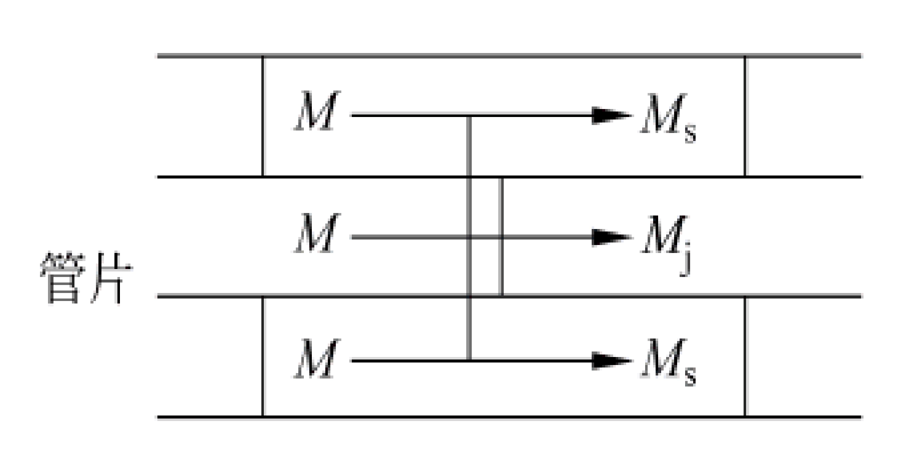


图 4-41　连接缝弯矩分布

4.2.6　断面安全性检验

根据构件受力的计算结果,必须用极限状态设计方法或者用允许应力设计方法检验关键部位的安全性。以下是危险部位:①有最大正弯矩的地方;②有最大负弯矩的地方;③有最大轴力的地方。

衬砌抵抗盾构推力的安全性也应该被检验。

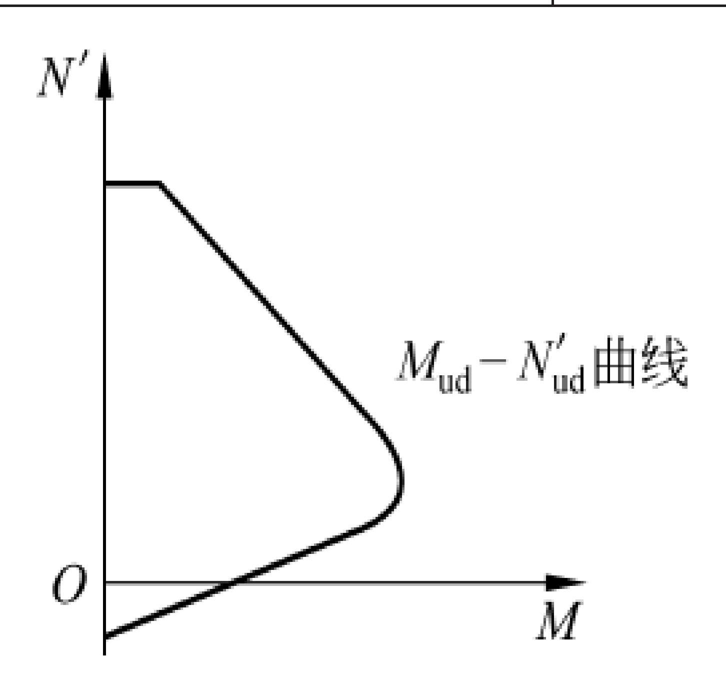
1. 极限状态设计方法

截面上设计轴向荷载力、弯矩内力引起的设计弯矩和设计轴向力的关系如表 4-5 所示。然而,按规定,混合轴向荷载力和弯矩的安全性的校核可以通过原点右侧的(M,N')曲线上找出的点(M_d,N_d)来确定,如表 4-5。判断由等式(4-27)、式(4-28)计算得到的(M_{ud},N'_{ud})是否落在曲线(M_d,N_d)以内。

表 4-5　极限状态设计

极限状态	内力	断面	应变	应力
Ⅰ	$\varepsilon'_u=\varepsilon'_l=\varepsilon'_{cu}$ $N_{ud}=N_{max}$ $M=0$		ε'_u ε'_l	σ_c σ_s σ'_s
Ⅱ	$\varepsilon'_u=\varepsilon'_{cu}$ $\varepsilon'_l=0$ $x=t$			
Ⅲ	$\varepsilon'_u=\varepsilon'_{cu}$ $\varepsilon'_l<0$ $x_0<x<t$			

续表

极限状态	内力	断面	应变	应力
Ⅳ	$\varepsilon'_u=\varepsilon'_{cu}$ $N_{ud}=0$ $\varepsilon'_1<0$ $x=x_0$			
				

注：表中 σ_c 为混凝土屈服应力；ε'_{cu}为混凝土屈服应变；ε'_u为混凝土顶部极限纤维应变；ε'_1为混凝土底部极限纤维应变；σ_s 为上部钢筋应力；σ'_s为下部钢筋应力；x 为受压区高度。

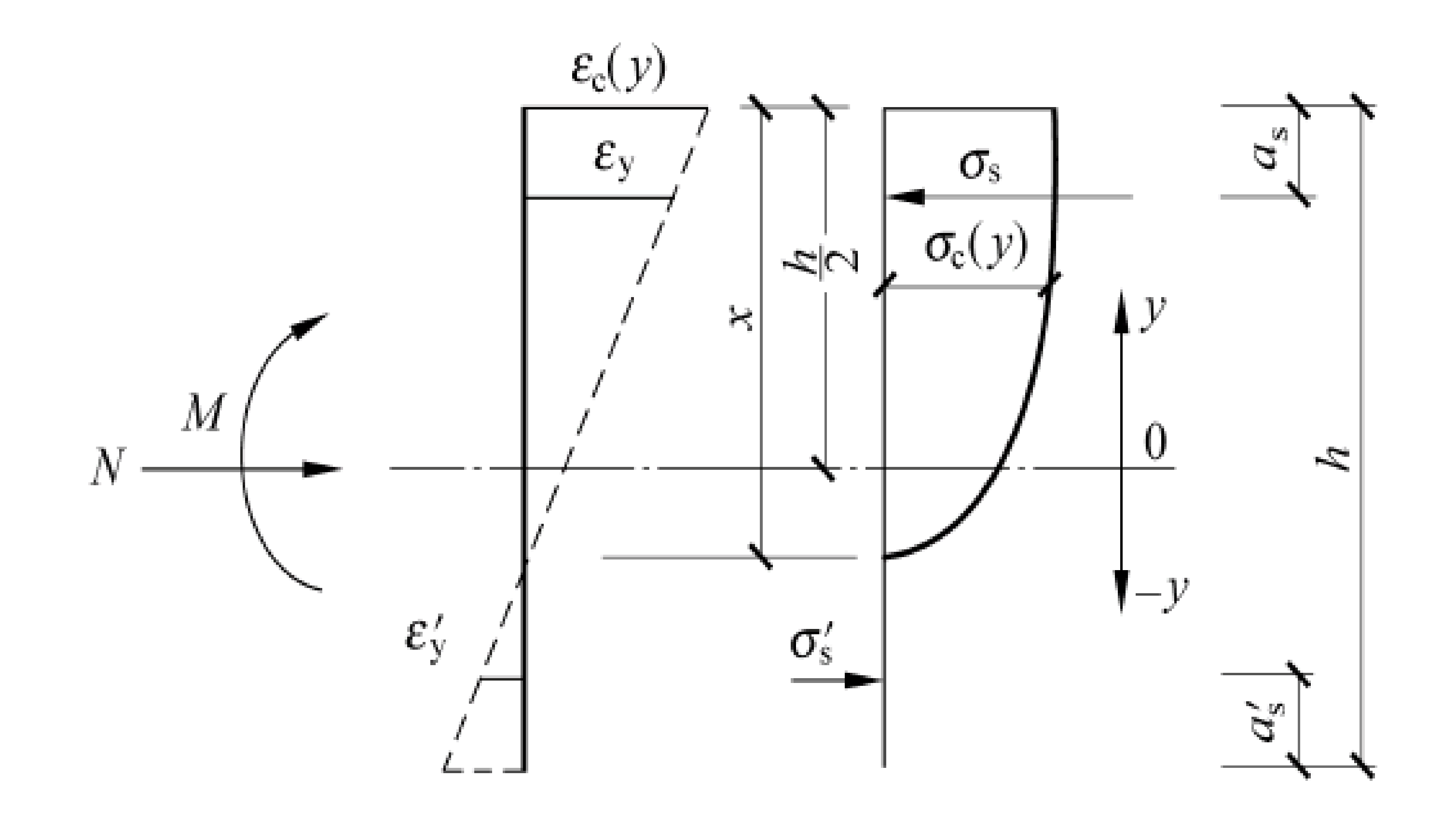


图 4-42 应力-应变分布状态

钢筋混凝土的应力-应变分布状态见图 4-42。由图 4-42 得

轴力

$$N'_{ud}=\int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}}\frac{\sigma_c(y)b\,dy}{\gamma_c}+\frac{T_s+T'_s}{\gamma_s} \tag{4-27}$$

弯矩

$$M_{ud}=\int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}}\frac{\sigma_c(y)yb\,dy}{\gamma_c}+\frac{T_s\left(\frac{h}{2}-a_s\right)-T'_s\left(\frac{h}{2}-a'_s\right)}{\gamma_s} \tag{4-28}$$

$$T_s=A_s\sigma_s \tag{4-29}$$

$$T'_s=A'_s\sigma'_s \tag{4-30}$$

式中：A_s——受压区钢筋截面面积，m^2；

A'_s——受拉区钢筋截面面积，m^2；

γ_c——混凝土的分项系数；

γ_s——钢筋的分项系数；

a_s——上部钢筋的保护层厚度，m；

a_s'——下部钢筋的保护层厚度，m。

2. 允许应力设计方法

如果最大的混凝土压应力和钢筋应力小于它们的允许应力，那么管片衬砌在载荷作用下是安全的，见式(4-31)、式(4-32)。

$$\sigma_c \leqslant \sigma_{ca} = \frac{f_{ck}}{k_c} \tag{4-31}$$

$$\sigma_s \leqslant \sigma_{sa} = \frac{f_{yd}}{k_s} \tag{4-32}$$

式中：σ_c——混凝土屈服应力，MPa；

σ_{ca}——混凝土允许应力，MPa；

f_{ck}——混凝土轴心抗压强度标准值，MPa；

k_c——混凝土的安全系数；

σ_s——钢筋应力，MPa；

σ_{sa}——钢筋允许应力，MPa；

f_{yd}——钢筋屈服强度，MPa；

k_s——钢筋的安全系数。

4.2.7　连接缝构造计算

连接缝的螺栓和钢筋一样要被校核。连接缝的安全性应该和管片的安全性一样，用相同的方法进行校核，因为在管片安装前连接缝的位置是不确定的，所以应该对三个关键的部位进行设计计算，见 4.2.6 节。

如果螺栓仅仅被用于直立，并且在直立后被移开，那么连接缝应该传递一个穿过接缝被法向力限制的弯矩。在环与环之间，从一个环传递到另一个环的力受几何的咬合力控制，由于盾构千斤顶推力的作用，管片中的微小裂隙也会扩展，它们将影响衬砌管片的寿命。在管片生产时，为了减少微小裂隙，管片混凝土抗拉强度要进行质量控制。

4.2.8　衬砌安全性校核

抵抗盾构千斤顶推力的衬砌安全性应该用下面的公式进行校核

$$\frac{F_s}{A} \leqslant \frac{f_{ck}}{k_c} \tag{4-33}$$

式中：f_{ck}——混凝土轴心抗压强度标准值，MN/m^2；

A——衬砌的截面面积，m^2。

4.2.9　管片构造

1. 管片的形状和尺寸

管片环的数量越少，制造和安装的效率就越高。然而，考虑到运输和操作，管片的弧长和重量也不

能被忽视。

2. 防渗漏措施

如果设计允许渗漏排放，一个排水系统就应安装在隧道内。如果不允许，防渗漏措施是必要的。防水密封要求由竣工后的隧道最后的使用要求和功能要求所决定。浇注内衬砌和初始衬砌应该足够紧密，允许内衬有一定的位移(是否使用了防水材料层)而又不损害衬砌的性能。密封条的应用也是必要的，一旦管片衬砌位于潜水位以下时，就应该设置一个或两个垫片来密封隧道。如果仅用一个垫片，当隧道渗水严重时，按规定还应该设置封堵物(见图 4-43)。

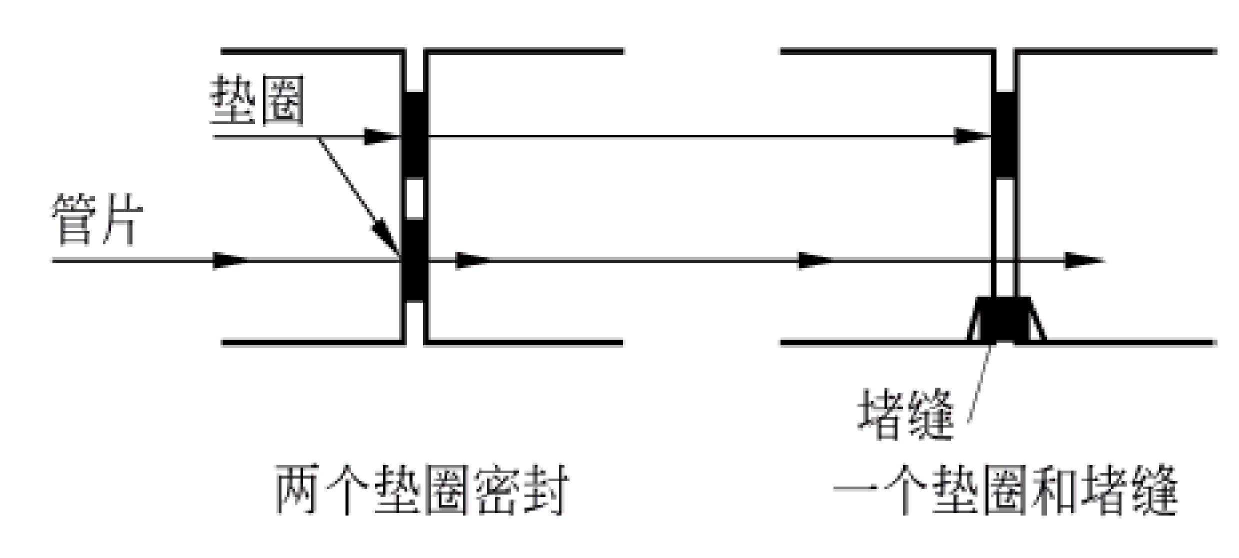


图 4-43 管片密封和封堵物

密封方法分为垫片密封和涂料密封两种，常用前者。在垫片密封时，将垫片填进管片连接缝的表面。用来制造垫片的材料有丁基无硫橡胶、冷加工丁基橡胶、固体橡胶、特殊合成橡胶或吸水膨胀材料。吸水膨胀垫片是由水和天然橡胶反应生成的复合聚合物。如果隧道是在较高的地下水压力作用下开挖的，那么应该用两个垫片塞入管片的连接缝。在一些情况下，丁基橡胶不能足够有效的提供充分的密封。在较大的外部水压力作用的情况下，可在初期管片衬砌上使用密封条，也就是在初期衬砌上再做一内部衬砌。

在封堵物密封法中，在管片内表面所设计出来的沟槽应用封堵材料填实。用于封堵的主要化学物质有环氧合成树脂、聚硫橡胶和尿素合成树脂。封堵处理应该在管片固定、沟槽清理和底漆喷涂以后。

如果渗漏在垫片密封和封堵物密封处理以后还不能被制止，那么尿烷注浆可能会有效。在这样的情况下，通过在管片上留有的孔洞将尿烷注入。然后它将与地下水反应，从而膨胀防止水的入侵。

如果所选择的防水系统的质量没有通过明显的测试和施工纪录的证实，那么将在实验室里测试这个防水系统，而且要在预计的最大压力(用一个合适的安全系数)、连接缝几何拼装的最大允许值以及在接缝处管片允许位移之外的条件下进行。在隧道中，那些易被地下水入侵的衬砌组成部分或安装部分，应该用更多的防水措施，这些措施包括使用防水混凝土或者使用外部防水管片，或者两者兼用(如地下水含有大量盐、氯化物或硫酸盐等对组成部分有侵蚀性作用的物质时)。

3. 处理管片和注浆的构造细节

当管片提升安装时，设备应该能够操纵和悬挂管片，最近开发的真空型提升机能够操纵管片，而不用上面所提到的设备来悬挂管片。如果对管片实施背部注浆，那么为了使灰浆能被连续注入，应该在每片管片上留有一个内径为 50mm 的孔洞。

4. K 型管片的连接角

K 型管片的类型分两种：沿径向插入的 K 型管片(K_r 型管片)；沿周长方向插入的 K 型管片(K_l 型管片)。如果角度太大，管片在连接缝由于受轴力作用将会滑动(图 4-44、图 4-45)。

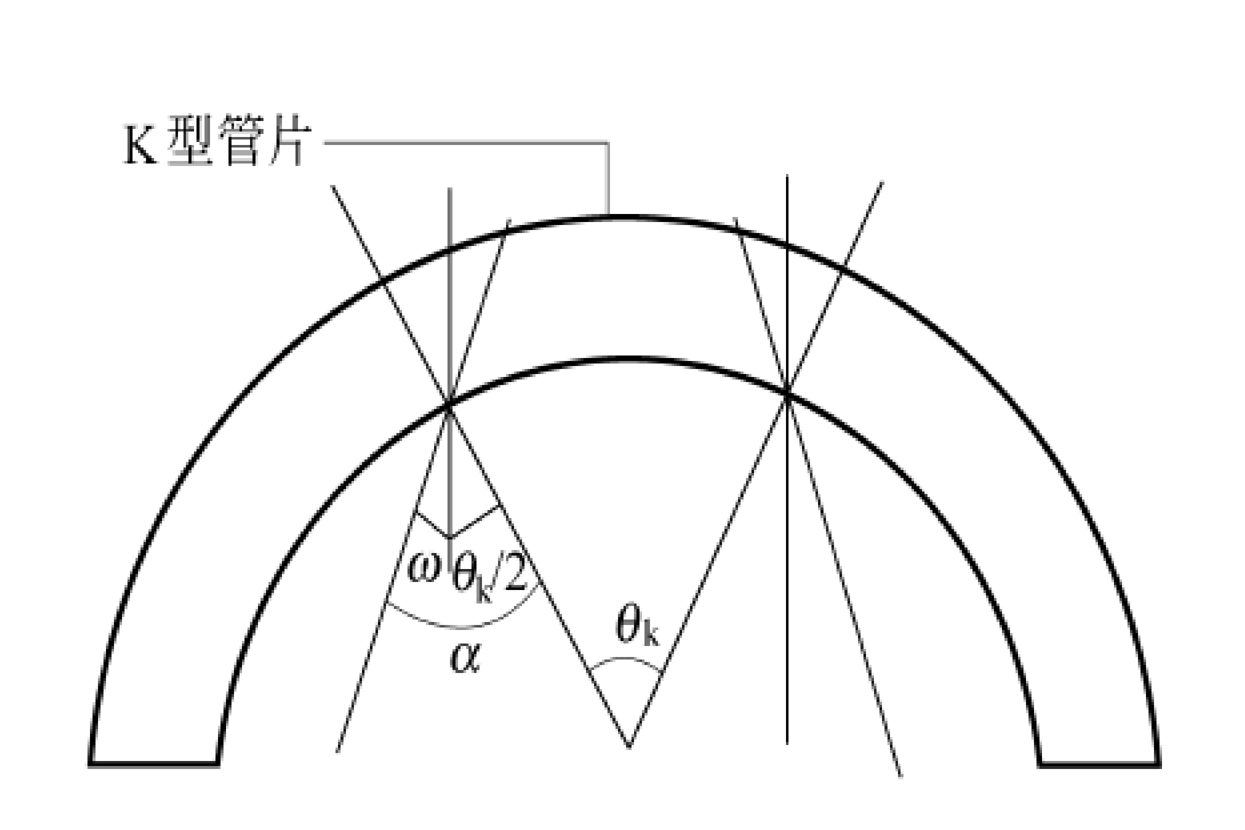


图 4-44　K 型管片连接角

$\alpha=\theta_k/2+\omega$(两边锥形 K 型管片)；$\alpha=\theta_k+\omega$(一边锥形 K 型管片)；α—K 型管片连接缝角；θ_k—K 型管片的中心角；ω—安装锥形 K 型管片的备用角

安装方面
管片环
A　A
B 管片　K 型管片　B 管片
盾构掘进方向
θ_k　θ_k
形式 1　A—A 剖面　形式 2

图 4-45　K 型管片在盾构掘进方向上的安装连接

K_l 型管片能够防止轴向力的影响，因为它在连接缝的角度很小。在盾构中，K 型管片的设计应该考虑提升系统几何学问题。

5. 锥形管片

锥形管片是用来曲线连接施工或盾构方向控制的 K 型管片，最大宽度和最小宽度的差异系数能够用下式计算

$$\Delta=\frac{D\left(\frac{m_s}{n}W_s+W_s'\right)}{R_c+0.5D} \tag{4-34}$$

式中：Δ——锥形管片环最大宽度和最小宽度的差异系数；

W_s——标准管片环的宽度，m；

W_s'——锥形管片环的最大宽度，m；

m_s——曲线段标准管片环的数目；

n——曲线段锥形管片环的数目。

4.2.10　管片的生产

1. 允许误差大小

管片生产的误差应小于允许误差。这种误差应该减小到最低限度，从而防止渗漏且使得管片拼装更加容易和精确。

2. 检查

下面是控制管片质量所应该做的检查：①材料的检查；②外形的检查；③形状和尺寸的检查；④管片环临时拼装检查；⑤强度测试；⑥其他测试。

图 4-46 描述了管片生产流程。

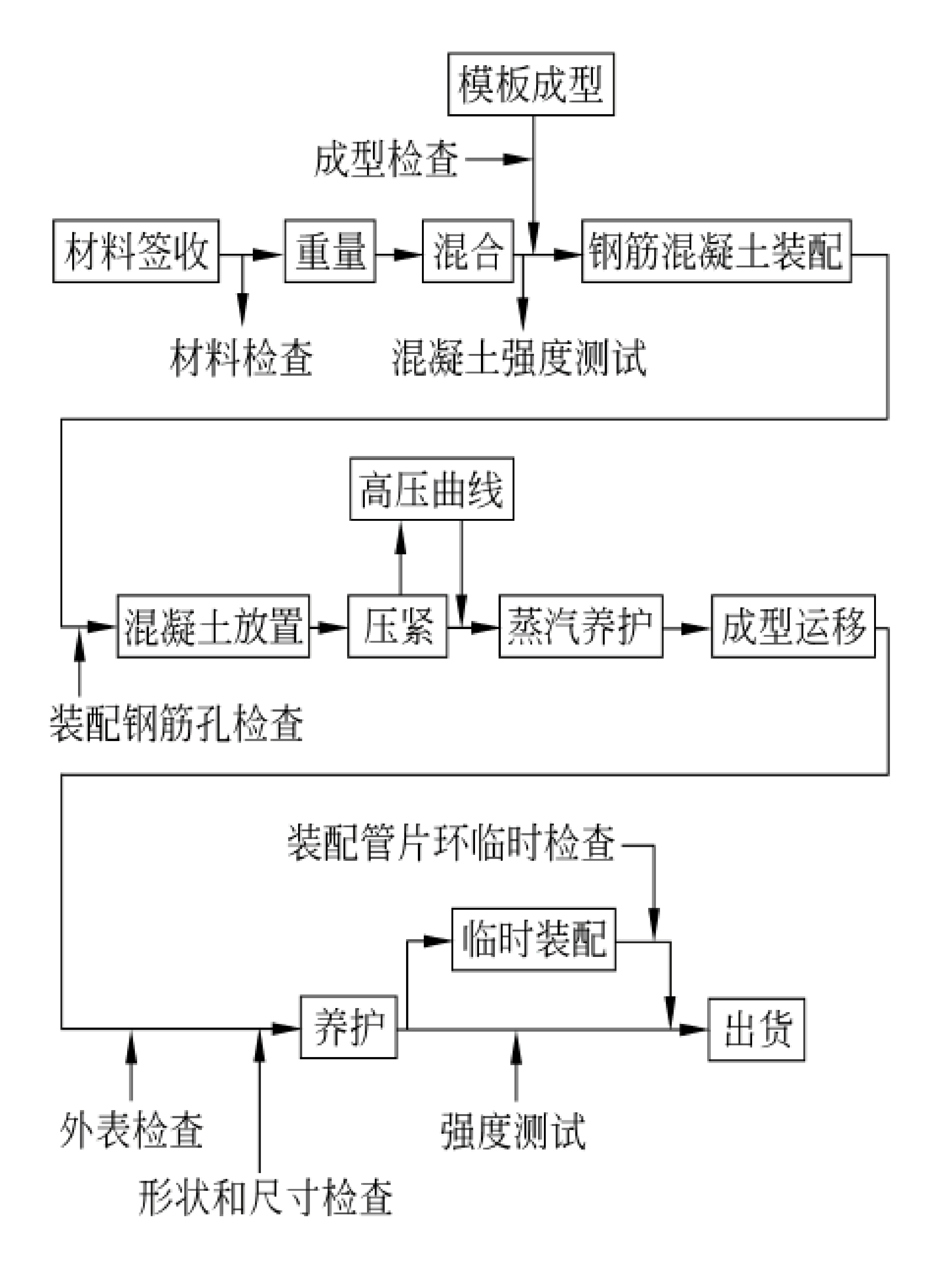


图 4-46 管片生产流程图

4.2.11 二次衬砌

1. 概述

二次衬砌是用混凝土现场浇注而成，可划分成非结构部分和结构部分。前者用来加固管片，防止腐蚀和振动的影响，提高衬砌的承载力并纠正误差；后者被用作连接管片衬砌的结构部分。

二次衬砌结构设计思想有以下四种情况：

(1) 将一次衬砌作为隧道的主体结构，二次衬砌作为对此衬砌进行补强、防蚀、防渗、减糙、修正和校正中心线偏离所用的构件来考虑。

(2) 将二次衬砌作为主体结构的主体，一次衬砌作为某一特定时间使用的临时结构物考虑。

(3) 将二次衬砌和一次衬砌合在一起看作是隧道的主体结构。

(4) 一次衬砌承受外荷载，二次衬砌承受内荷载。

第(1)种思想的理由是，从一次衬砌完工后到二次衬砌施工前有一个较长的时段，在该时段内来自地层的外部荷载将达到极限值，在这种情况下，二次衬砌可以不予考虑隧道的承载力，只承受自重即可。

第(2)种思想的理由是，一次衬砌只是二次衬砌之前这一段时间的临时结构物。也就是说，一次衬砌只是在某一有限时间内使用的构件，在这种情况下，即可认为土压力之类的渐增荷载将减少部分极限荷载，也可将一次衬砌作为临时结构物按增加了容许应力来设计。但是，这种折减荷载的方法和增加容

许应力的方法,对作为临时结构物使用时间的设计方法均极不明确,因而难以将第(2)种思想应用于实际。

第(3)种思想认为,二次衬砌是继一次衬砌之后施工的,此时由于地层形状方面的原因,在二次衬砌施工前作用于一次衬砌的荷载尚未达到极限荷载,当二次衬砌完成后,又增加诸如内水压力等新荷载。因此,设计时可将一次衬砌和二次衬砌均视为隧道主体结构的一部分。从二次衬砌的承载能力在隧道主体承载机理中得到充分反应这一点看,可以说这是盾构隧道衬砌设计的合理思想。但是,二次衬砌荷载时地层荷载与极限荷载是否有关系目前不明确,一次衬砌与二次衬砌联合作用机理对后期增加荷载的关系也不明确。

第(4)思想,结构的受力情况比较明确。在工程措施方面,一般需在一次衬砌与二次衬砌之间增设软垫层,减小两层变形之间相互约束的影响,以达到各自独立承受荷载的想法,但按这种思想设计的盾构隧道工程量必然是相对较大的。

2. 厚度

二次衬砌作为非结构部分的厚度通常在 15～30cm 的范围,而作为二次衬砌结构部分的厚度则由设计计算的结构所决定。

3. 内力计算

如果二次衬砌作为结构部分被浇注的话,那么二次衬砌内力计算所使用的荷载就是在二次衬砌完成后作用在衬砌上的荷载。在这样的情况下,由管片衬砌和二次衬砌组成的隧道衬砌根据相邻两个衬砌间边界的光滑程度划分为双盾构结构和复合结构。对于双盾构结构,只有轴向力穿过相邻两个衬砌间边界被传递,而剪力无需这样。对于复合结构,轴力和剪力都必须在传递通过相邻两个衬砌间边界,这两个相邻衬砌是用销栓连接的或成为一个不平滑的边界表面。习惯上,管片衬砌和二次衬砌相结合的隧道衬砌应该作为双盾构结构来看待。

如果二次衬砌是非结构部分,那么为它的设计计算可忽略。然而,为了安全起见,也可能使用静荷载作为荷载条件进行验算。如果在浇筑二次衬砌之前防水层处没有排水系统,那么二次衬砌应该用完全水压力最大值进行设计。

将管片衬砌和二次衬砌相结合的隧道衬砌假设成双盾构结构,那么二次衬砌的内力计算可用任何一种传统方法。这些方法正确地考虑了初次和二次衬砌之间的相互影响以及它们在设计上的相互兼容。计算内力方法的例子见 4.3 节。

1) 层状框架模型方法

当二次衬砌的内力用层状框架模型来计算时,应该使用双环框架模型。在这个模型中,外环模拟成管片衬砌,内环模拟成二次衬砌。图 4-47 展示了层状框架模型如何计算二次衬砌的内力。

2) 弹性方程法

这种方法假设作用在衬砌上的荷载是由管片衬砌和二次衬砌承担的,并与最大抗弯刚度大小成正比。公式(4-35)计算了二次衬砌所承担的荷载和总荷载间的比值。当二次衬砌的内力被计算时,可按

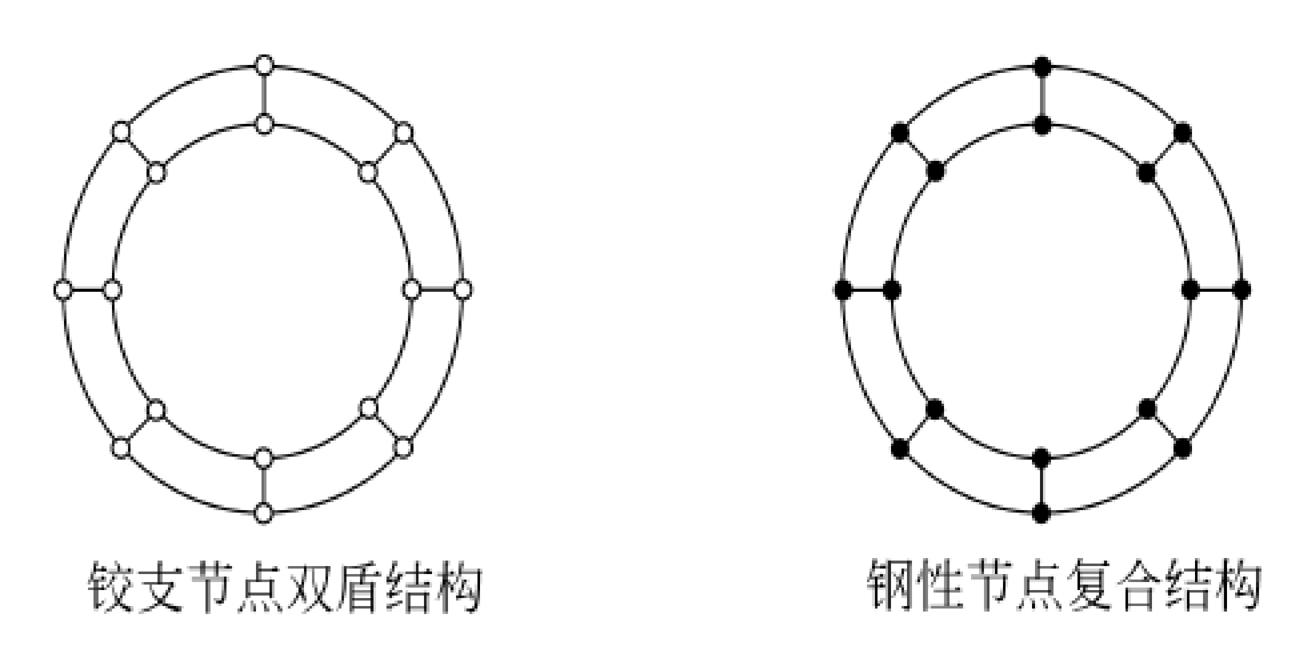


图 4-47　层状框架模型

照表 4-4 中计算内力的方法计算，计算时各种荷载乘上 μ 代替表 4-4 中相应的荷载，用 EI_1+EI_2 代替表 4-4 中 EI 即可

$$\mu=\frac{\dfrac{E_2I_2}{R_{c2}^4}}{\dfrac{E_1I_1}{R_{c1}^4}+\dfrac{E_2I_2}{R_{c2}^4}} \tag{4-35}$$

式中：I_1，I_2——第一次，第二次衬砌管片截面惯性矩，m^4/m；

E_1，E_2——第一次，第二次衬砌管片弹性模量，kN/m^2；

E_1I_1，E_2I_2——第一次，第二次衬砌管片抗弯刚度，kN/m。

4. 如何校核断面的安全性

断面的安全性应该用极限状态设计方法或允许应力设计方法来校核，这些方法和校核管片衬砌的方法是一样的。

4.3　设 计 实 例

例题 4-1

1. 隧道功能

隧道计划用于下水管道。

2. 设计条件

1）管片条件

管片类型：平面型；

管片外直径：D=3 350mm；

管片形心半径：R_c=1 612.5mm；

管片宽度：B=1 000mm；

管片厚度：t=125mm；

管片截面面积：A=125×1 000=1 250cm^2；

管片单位重度：$\gamma_c=26\text{kN/m}^3$；

管片的弹性模量：$E=3.30\times10^7\text{kN/m}^2$；

管片截面的惯性矩：$I=1.6276\times10^{-4}\text{m}^4/\text{m}$；

混凝土轴心抗压强度标准值：$f_{ck}=42\text{MN/m}^2$；

混凝土允许抗压强度：$\sigma_{ca}=15\text{MN/m}^2$；

混凝土抗弯刚度有效系数 $\eta=1.0$；

混凝土弹性模量比 $n=E_s/E_c=15$；

混凝土弯矩增大率 $\xi=0.0$；

钢筋(SD35)允许强度：$\sigma_{sa}=200\text{MN/m}^2$；

螺栓(材料 8.8)允许强度：$\sigma_{Ba}=240\text{MN/m}^2$。

2) 场地条件

土壤条件：砂质土；

土的单位重度：$\gamma=18\text{kN/m}^3$；

土的单位浮重度：$\gamma'=8\text{kN/m}^3$；

土的内摩擦角：$\varphi=32°$；

土的黏聚力：$c=0\text{kN/m}^2$；

土的侧压力系数：$K_0=1$；

超载：$p_0=10\text{kN/m}^2$；

上部土层厚度：$H=15.0\text{m}$；

潜水位：地面水平线-2.0m，$H_w=15.0-2.0=13.0\text{m}$；

N 值：$N=30$；

地基反作用系数：$k=20\text{MN/m}^3$；

水的单位重度：$\gamma_w=10\text{kN/m}^3$。

3) 盾构千斤顶

盾构千斤顶轴推力：$F_s=1000\text{kN}\times10$ 片。

在校核管片衬砌抵抗盾构千斤顶轴推力的安全性时，常采用允许应力提高到上面所提到应力的 165%。因为管片衬砌作为一个临时结构能够被求出数值。

4) 设计方法

盾构隧道的设计主要根据设计规范，校核内力采用弹性方程法(见表 4-4)，校核衬砌安全性采用允许应力设计法。

不考虑自重对地基的反作用力影响。

3. 荷载条件(图 4-48)

1) 计算隧道拱部简化土压力

因为土是砂质土，所以土压力和水压力按水土分离处

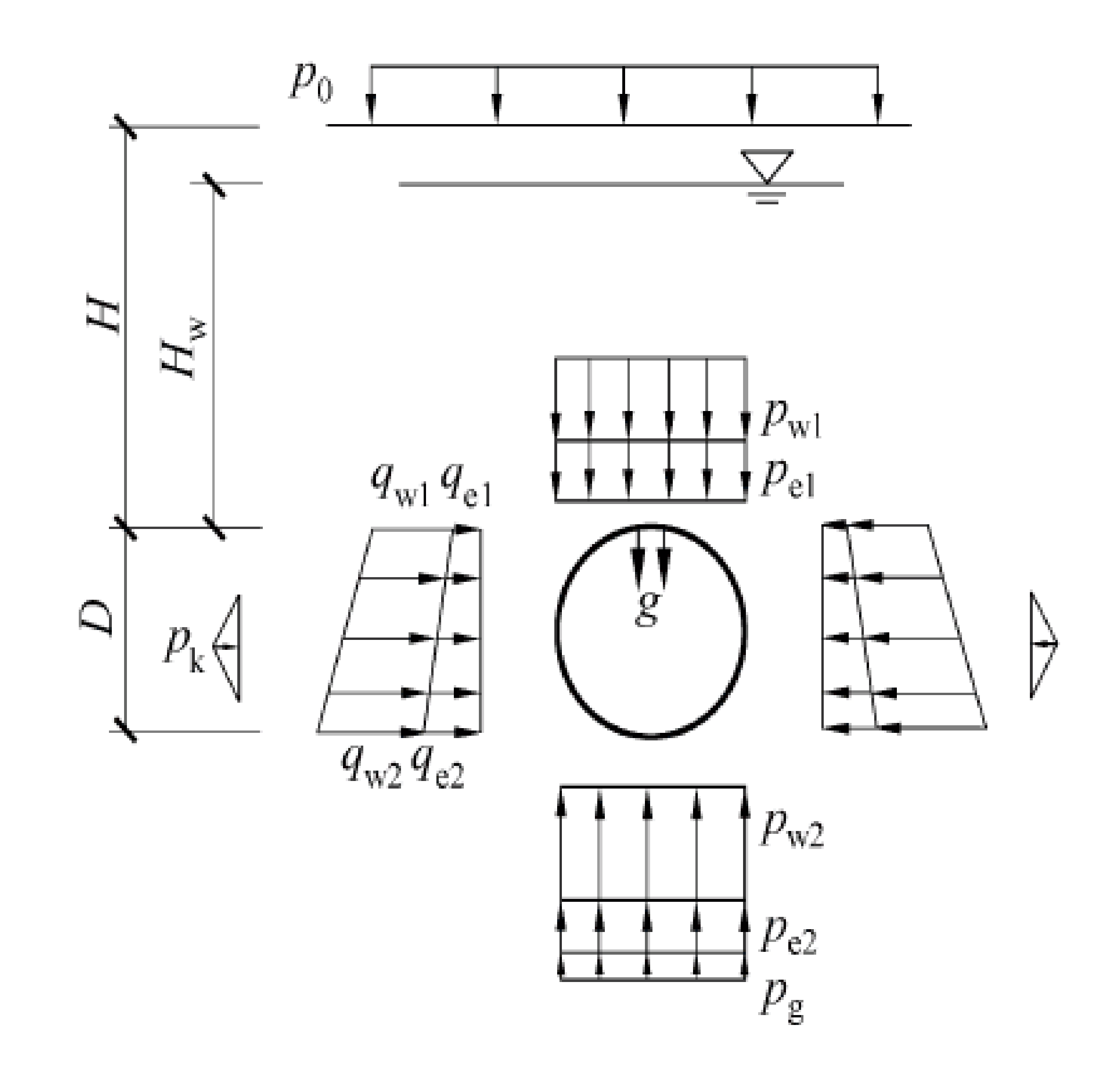


图 4-48　荷载条件(一)

理。在隧道拱部的垂直土压力(p_{e1})用太沙基公式(4-8)计算,由式(4-6)得

$h_0=4.581\text{m}<2D=6.7\text{m}$,土的松动区高度 h_0 不足管片外径的 2 倍,故取最小松动区高度等于外径的 2 倍即 6.7m。此时

$$p_{e1}=\text{Max}(\gamma' h_0,2\gamma' D)=2\gamma' D=53.60(\text{kN/m}^2)$$

2) 荷载计算

静荷载:$g=\gamma_c t=3.25(\text{kN/m}^2)$

静荷载底部反作用力:$p_g=\pi g=10.21(\text{kN/m}^2)$

隧道拱部的垂直压力:土压:$p_{e1}=h_0\gamma'=2\gamma' D=53.60(\text{kN/m}^2)$

水压:$p_{w1}=\gamma_w H_w=130.00(\text{kN/m}^2)$

$p_1=p_{e1}+p_{w1}=183.60(\text{kN/m}^2)$

隧道底部的垂直压力:水压:$p_{w2}=\gamma_w(D+H_w)=163.50(\text{kN/m}^2)$

土压:$p_{e2}=p_{e1}+p_{w1}-p_{w2}=20.10(\text{kN/m}^2)$

隧道拱部的侧压:土压:$q_{e1}=K_0\gamma'\left(2D+\dfrac{t}{2}\right)=27.05(\text{kN/m}^2)$

水压:$q_{w1}=\gamma_w\left(H_w+\dfrac{t}{2}\right)=130.63(\text{kN/m}^2)$

$q_1=q_{e1}+q_{w1}=157.68(\text{kN/m}^2)$

隧道底部的侧压:土压:$q_{e2}=K_0\gamma'\left(2D+D-\dfrac{t}{2}\right)=39.95(\text{kN/m}^2)$

水压:$q_{w2}=\gamma_w\left(H_w+D-\dfrac{t}{2}\right)=162.88(\text{kN/m}^2)$

$q_2=q_{e2}+q_{w2}=202.83(\text{kN/m}^2)$

不考虑静荷载作用的地基反作用力位移:$\delta=\dfrac{(2p_1-q_1-q_2)R_c^4}{24(\eta EI+0.0454kR_c^4)}=0.000\,163\,74(\text{m})$

地基反作用力:$p_k=k\delta=3.27(\text{kN/m}^2)$

4. 计算内力

根据表 4-4 计算内力公式,计算出的衬砌管片的内力如表 4-6 所示。管片的钢筋布置形状如图 4-49 所示。

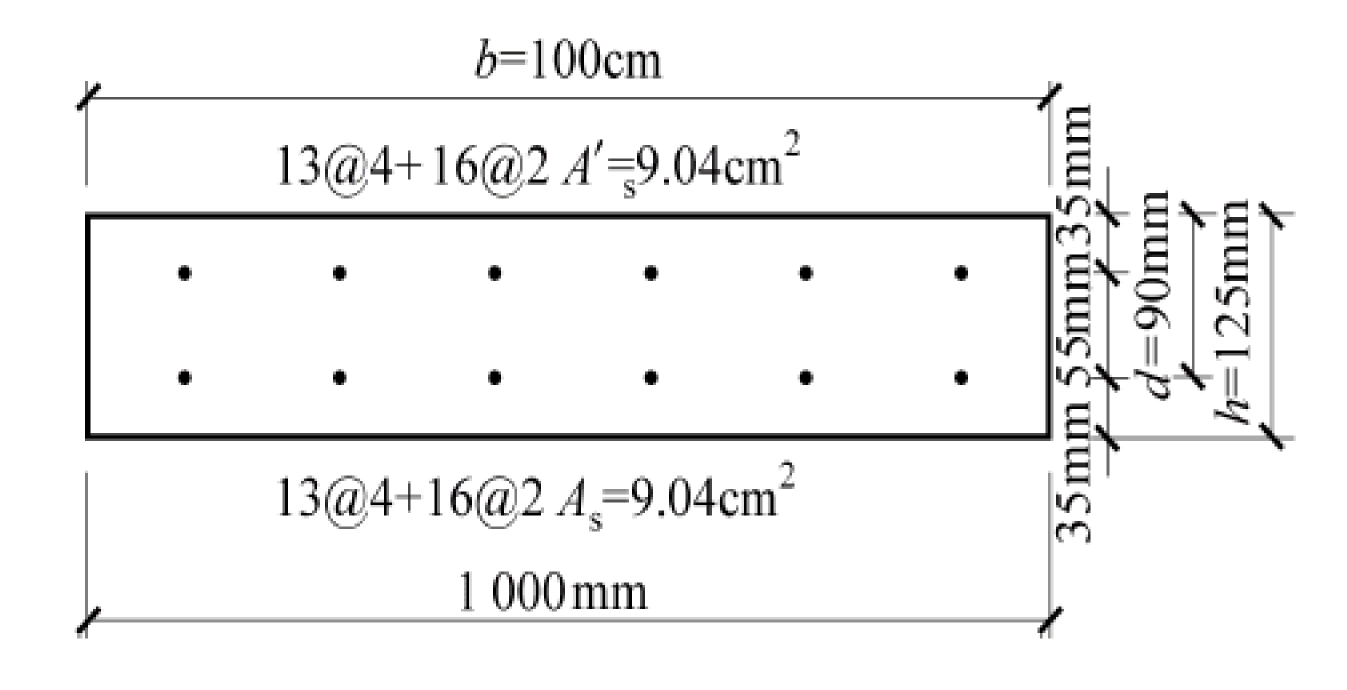


图 4-49　管片断面和钢筋布置

表 4-6　例 4-1 衬砌管片的内力

θ /(°)	M /(kN·m/m)	N/(kN/m)	Q/(kN/m)
0	6.52	278.00	00.00
10	5.96	279.07	−3.93
20	4.39	282.02	−7.05
30	2.12	286.36	−8.77
40	−0.39	291.31	−8.76
50	−2.65	296.05	−7.12
60	−4.29	299.88	−4.36
70	−5.07	302.44	−1.18
80	−4.98	303.78	1.68
90	−4.20	304.29	3.68
100	−3.00	304.25	4.76
110	−1.61	303.88	5.00
120	−0.26	303.59	4.99
130	0.87	303.65	3.46
140	1.68	304.14	2.26
150	2.15	305.01	1.17
160	2.37	305.99	0.43
170	2.43	306.76	0.09
180	2.44	307.05	0.00

由表 4-6 可知，最大正弯矩出现在隧道拱部 $\theta=0$ 的位置(截面 A)，最大负弯矩出现在与隧道拱部成 70°角的位置(截面 B)，最大剪力出现在与隧道拱部成 30°的位置。

5. 验算衬砌管片的安全性

验算截面 A、截面 B、连接部分和盾构千斤顶的推力，看衬砌管片是否安全。

1) 截面 A 和截面 B

图 4-50 显示了截面 A 和截面 B 的内力分布，表 4-7 给出了验算截面 A 和截面 B 的安全性的计算结果。

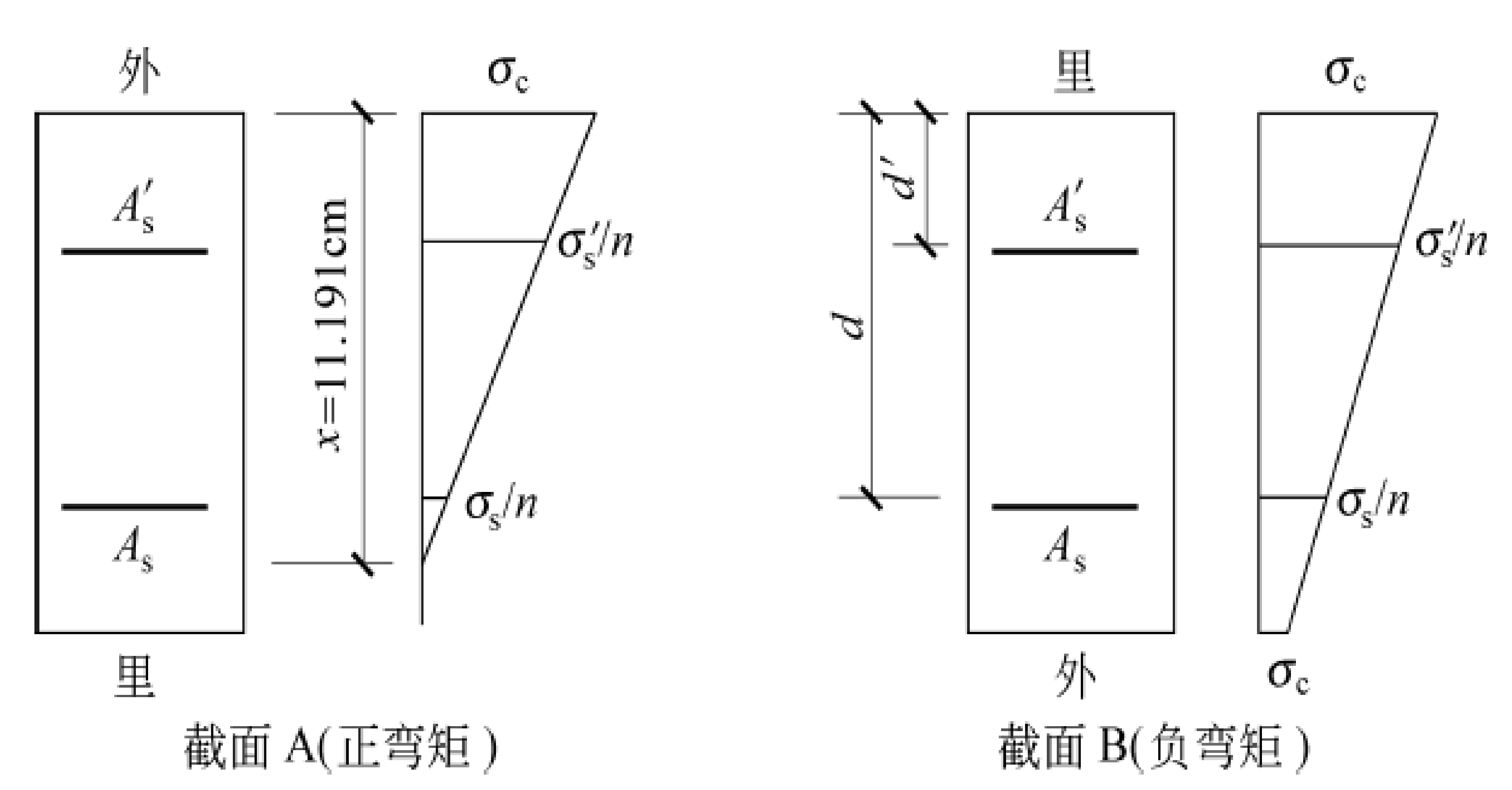


图 4-50　管片衬砌临界断面应力分布

表 4-7 检查断面 A、B 安全性的计算结果

	截面 A	截面 B
$M/(\mathrm{kN\cdot m/m})$	$(1+\xi)M_{max}=6.52$	$-(1+\xi)M_{min}=-5.07$
$N/(\mathrm{kN/m})$	278.000	302.44
e/cm	2.345	−1.676
混凝土抗压强度 $\sigma_c/(\mathrm{MN/m^2})$	4.09	3.72
混凝土抗拉强度 $\sigma'_c/(\mathrm{MN/m^2})$		0.26
钢筋抗拉强度 $\sigma_s/(\mathrm{MN/m^2})$	−12.02	18.42
钢筋抗压强度 $\sigma'_s/(\mathrm{MN/m^2})$	−42.19	−41.23

截面 A 和截面 B 都是安全的。

2) 连接缝

连接缝抵抗弯矩应该不小于管片自身抵抗弯矩的 60%。

(1) 管片自身的抵抗弯矩

x——当内力 $N=0$ 时，受压区峰值纤维与中和轴线的距离(受压区高度)

$$x=\frac{-n(A_s+A'_s)}{b}+\sqrt{\left[\frac{n(A_s+A'_s)}{b}\right]^2+\frac{2n(A_sd+A'_sd')}{b}}=3.711(\mathrm{cm})$$

M_{rc}——当受压区峰值纤维压力达到 $15\mathrm{MN/m^2}$ 时管片自身的抵抗弯矩，$15\mathrm{MN/m^2}$ 是混凝土允许的最大抗压强度

$$M_{rc}=\left[\frac{bx}{2}\left(d-\frac{x}{3}\right)+\frac{nA'_s(x-d')(d-d')}{x}\right]\sigma_{ca}=22.24(\mathrm{kN\cdot m/环})$$

M_{rs}——当钢筋应力达到 $200\mathrm{MN/m^2}$ 时管片自身的抵抗弯矩($200\mathrm{MN/m^2}$ 是钢筋允许的最大抗拉强度)

$$M_{rs}=\frac{x\left[\frac{bx}{2}\left(d-\frac{x}{3}\right)+nA'_s\frac{(x-d')(d-d')}{x}\right]\sigma_{ra}}{n(d-x)}=13.87(\mathrm{kN\cdot m/环})$$

管片自身的抵抗弯矩为

$$M_r=\min(M_{rc},M_{rs})=M_{rs}=13.87(\mathrm{kN\cdot m/环})$$

(2) 连接缝的抵抗弯矩

x——当内力 $N=0$ 时，受压区峰值纤维与中和轴的距离(受压区高度)(见图 4-51)

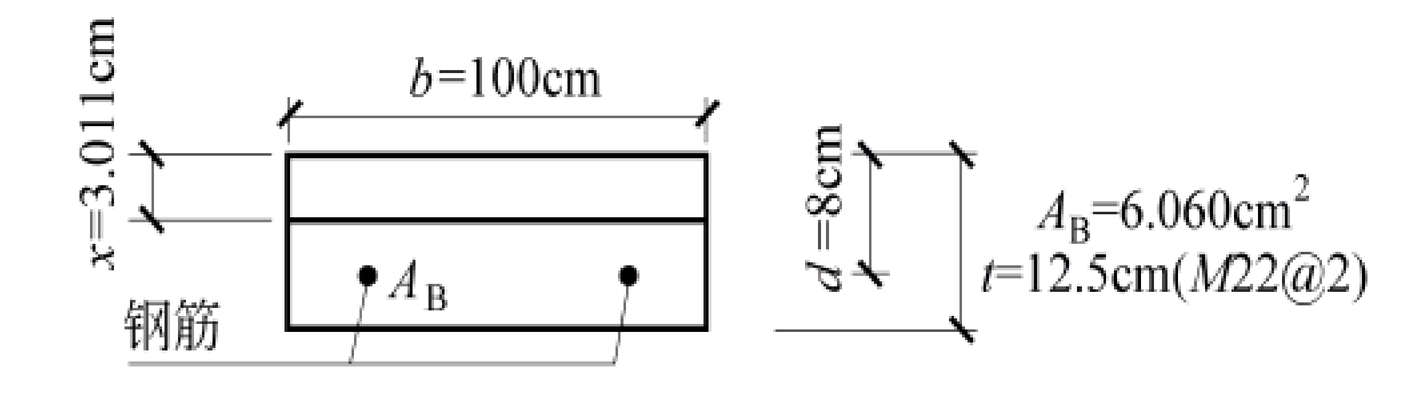


图 4-51 管片连接断面

$$x=\frac{nA_B}{b}\left(-1+\sqrt{1+\frac{2bd}{nA_B}}\right)=3.011(\mathrm{cm})$$

M_{jrc}——当受压区峰值纤维压应力达到 $15\mathrm{MN/m^2}$ 时连接缝的抵抗弯矩($15\mathrm{MN/m^2}$ 是混凝土允许

的最大抗压强度）

M_{jr}——螺栓压应力达到 240MN/m² 时连接缝的抵抗弯矩，240MN/m² 是螺栓允许应力

$$M_{jrc}=\frac{bx}{2}\left(d-\frac{x}{3}\right)\sigma_{ca}=15.80(\text{kN}\cdot\text{m/环})$$

$$M_{jrB}=A_B\left(d-\frac{x}{3}\right)\sigma_{Ba}=10.180(\text{kN}\cdot\text{m/环})$$

$$M_{jr}=\min(M_{jrc},M_{jrB})=M_{jrB}=10.180(\text{kN}\cdot\text{m/环})$$

$$M_{jr}/M_{rs}=10.180/13.87=0.733>0.6=60\%，可行。$$

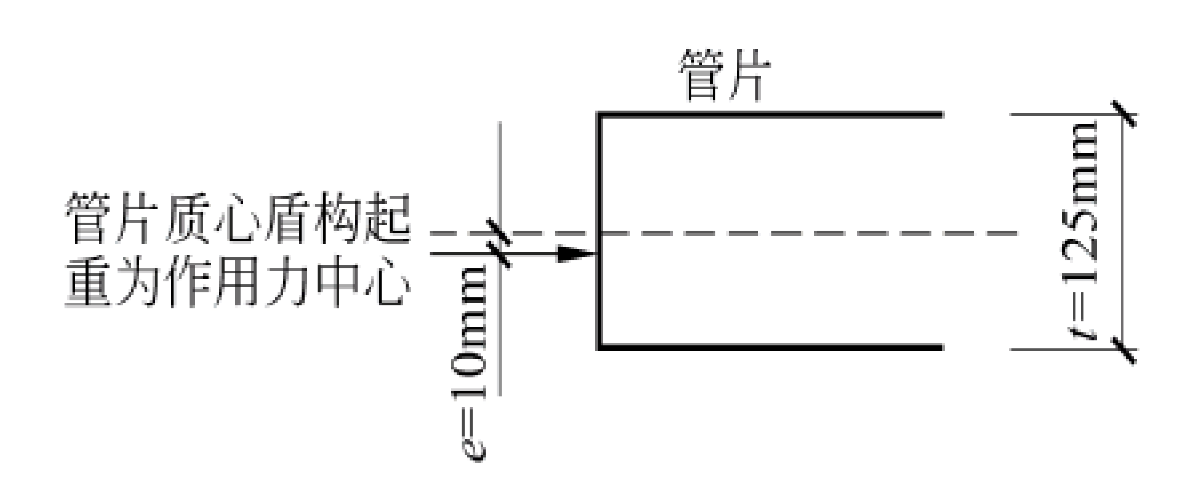


图 4-52　管片和盾构千斤顶推力

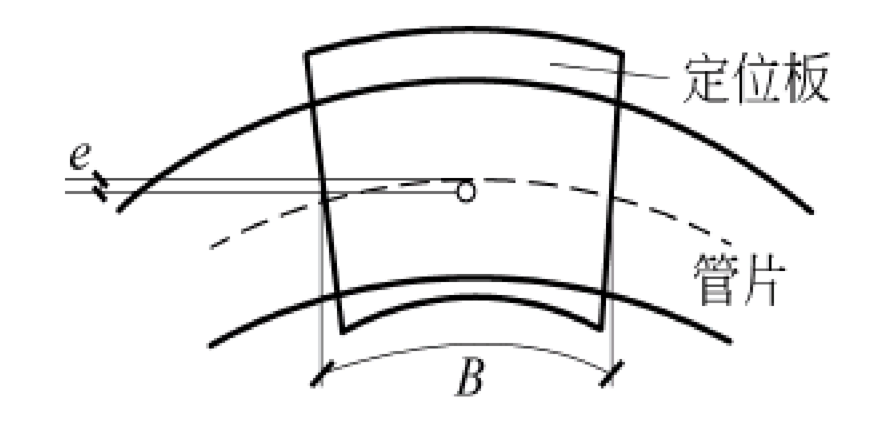


图 4-53　管片千斤顶推力作用图

3）验算盾构千斤顶的推力是否符合要求，如图 4-52，图 4-53 所示。

e——一个盾构千斤顶的中心推力与衬砌管片中心偏心距，$e=1\text{cm}$；

P——每个盾构千斤顶的推力，$P=1\,000\text{kN}$；

l_s——相邻两个千斤顶的距离，$l_s=10\text{cm}$；

σ_c——混凝土管片最大抗压强度，MN/m²；

N_j——盾构千斤顶数量，$N_j=10$ 片；

t——管片厚度，$t=12.5\text{cm}$；

B——定位板中心弧长，$B=\frac{2\pi R_c}{N_j}-l_s=2\pi\times1.612\,5/10-0.1=0.912\,3\text{m}$；

A——作用在衬砌管片上一个千斤顶推力机的接触面积；

$A=Bt=0.114\,1\text{m}^2$；

$$I=\frac{Bt^3}{12}=0.000\,148\,63\text{m}^4；$$

σ_c——混凝土的最大压应力，

$$\sigma_c=\frac{F_s}{A}+\frac{p_e\frac{h}{2}}{I}=13\text{MN/m}^2<\sigma_{ca}=15\times1.65=24.75(\text{MN/m}^2)。$$

6．结论

衬砌管片设计承载值相对设计负荷是安全的。

例题 4-2

1．隧道功能

该隧道计划用做地铁。

2. 设计条件

1）管片条件

管片类型：平面型；

管片外直径：D=9 500mm；

管片形心半径：$R=R_c$=4 550mm；

管片宽度：B=1 200mm；

管片厚度：t=400mm；

管片单位重度：$\gamma_c=26.5\text{kN/m}^3$；

管片的弹性模量：$E=3.90\times10^7\text{kN/m}^2$；

管片截面惯性矩：$I=6.40\times10^{-3}\text{m}^4$；

半铰支正弯矩常数：K_{OP}=18 070kN·m/rad；

半铰支负弯矩常数：K_{ON}=32 100kN·m/rad；

接触面积：$A=B\times t=1.2\times0.4=0.48\text{m}^2$；

混凝土标准强度：$f_{ck}=48\text{MN/m}^2$；

混凝土允许抗压强度：$\sigma_{ca}=17\text{MN/m}^2$；

混凝土允许抗剪强度：$\tau_{ca}=0.55\text{MN/m}^2$；

钢筋(SD35)允许强度：$\sigma_{sa}=200\text{MN/m}^2$；

螺栓(材料 8.8)允许抗拉强度：$\sigma_{Ba}=240\text{MN/m}^2$；

钢筋和混凝土的弹性模量之比：$n=15$。

2）岩土条件

土壤条件：砂质土；

上部土层厚度：$H=12.3\text{m}$；

潜水位：地面水平线+0.6m，$H_w=12.3+0.6=12.9\text{m}$；

N 值：$N=50$；

土的单位重度：$\gamma=18\text{kN/m}^3$；

土的单位浮重度：$\gamma'=8\text{kN/m}^3$；

土的内摩擦角：$\varphi=30°$；

土的黏聚力：$c=0\text{kN/m}^2$；

土的侧压力系数：$K_0=0.4$；

地基反作用系数：$k=50\text{MN/m}^3$；

附加荷载：$p_0=39.7\text{kN/m}^2$。

3）设计方法

盾构方案符合盾构结构设计规范。其中计算内力采用层状框架模型；验算衬砌的安全性采用允许应力设计法。

3. 荷载条件(如图 4-54)

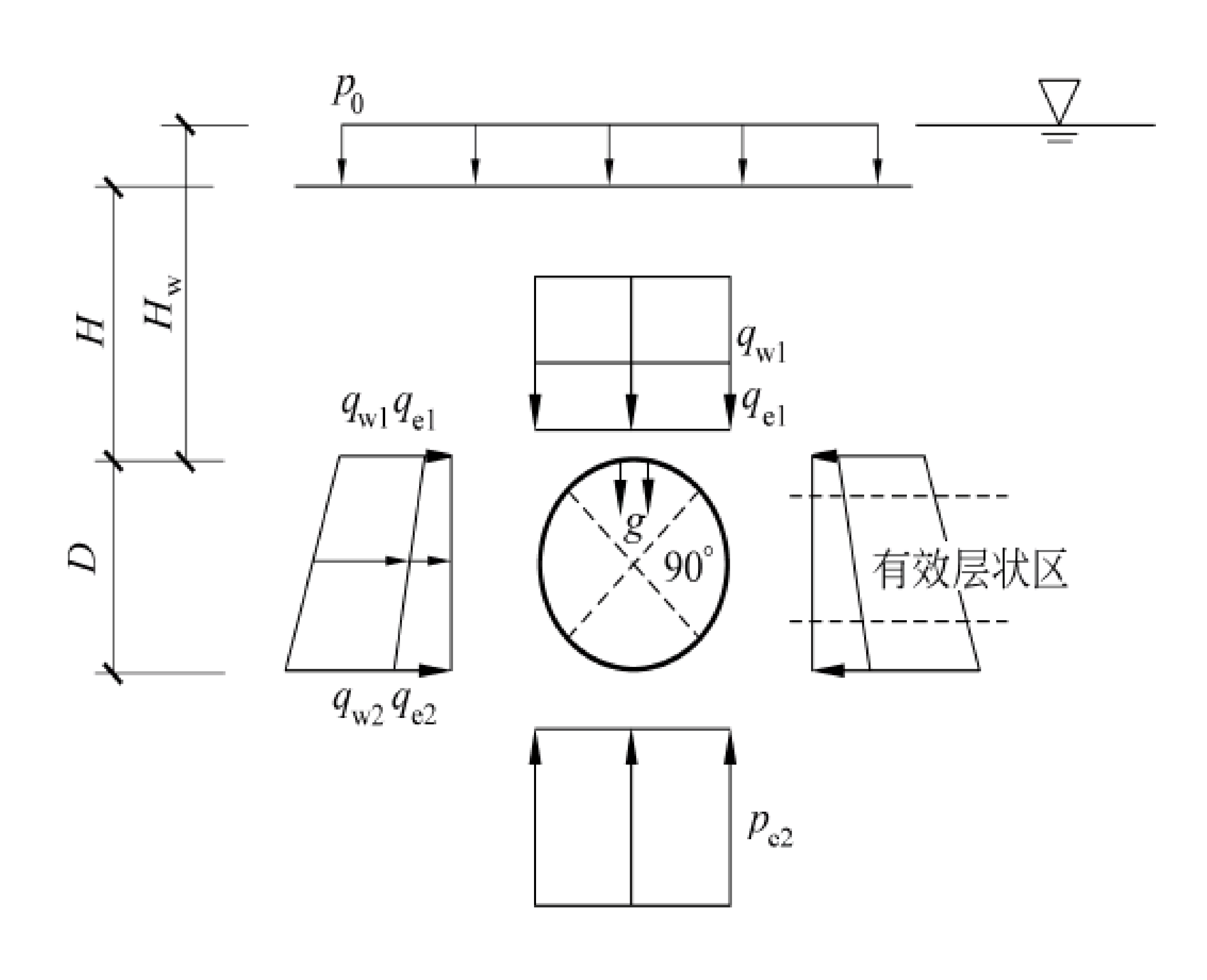


图 4-54　荷载条件(二)

静荷载：$g=B\gamma_c t=1.2\times26.5\times0.4=12.72(\text{kN/m}^2)$

底部静荷载反作用：$p_g=\pi g=39.96(\text{kN/m}^2)$

隧道拱部的垂直压力：

整个覆盖层作用在隧道拱部的土压力：$p_{e1}=B(p_0+\gamma' H)=1.2\times138.1=165.7(\text{kN/m}^2)$

水压：$p_{w1}=B\gamma_w H_w=B(\gamma-\gamma')H_w=1.2\times129.0=154.8(\text{kN/m}^2)$

$$p_1=p_{e1}+p_{w1}=320.5(\text{kN/m}^2)$$

隧道底部的垂直压力：$p_2=p_1+p_g=320.5+39.96=360.46(\text{kN/m}^2)$

隧道拱部的侧压：

土压：$q_{e1}=BK_0\left[p_0+\gamma'\left(H+\frac{t}{2}\right)\right]=1.2\times55.88=67.1(\text{kN/m}^2)$

水压：$q_{w1}=B\gamma_w\left(H_w+\frac{t}{2}\right)=1.2\times131.0=157.2(\text{kN/m}^2)$

$$q_1=q_{e1}+q_{w1}=224.3(\text{kN/m}^2)$$

隧道底部的侧压：

土压：$q_{e2}=BK_0\left[p_0+\gamma'\left(H+D-\frac{t}{2}\right)\right]=1.2\times85.0=102.0(\text{kN/m}^2)$

水压：$q_{w2}=B\gamma_w\left(H_w+D-\frac{t}{2}\right)=1.2\times222.0=266.4(\text{kN/m}^2)$

$$q_2=q_{e2}+q_{w2}=368.4(\text{kN/m}^2)$$

4. 计算内力

通过层状框架模型计算内力(图 4-55)。

1) 计算内力的模型

正多边形有 60 个节点用于计算内力。其中，节点 16 位于节点 15 和节点 17 中间，节点 46 位于节

点 45 和节点 47 中间。

节点 6、8、17、25、33、41、50 和 58 位于管片衬砌连接缝。连接缝假定半铰支位移，并且假定力矩 M 与转角 θ 成正比(见图 4-56)。

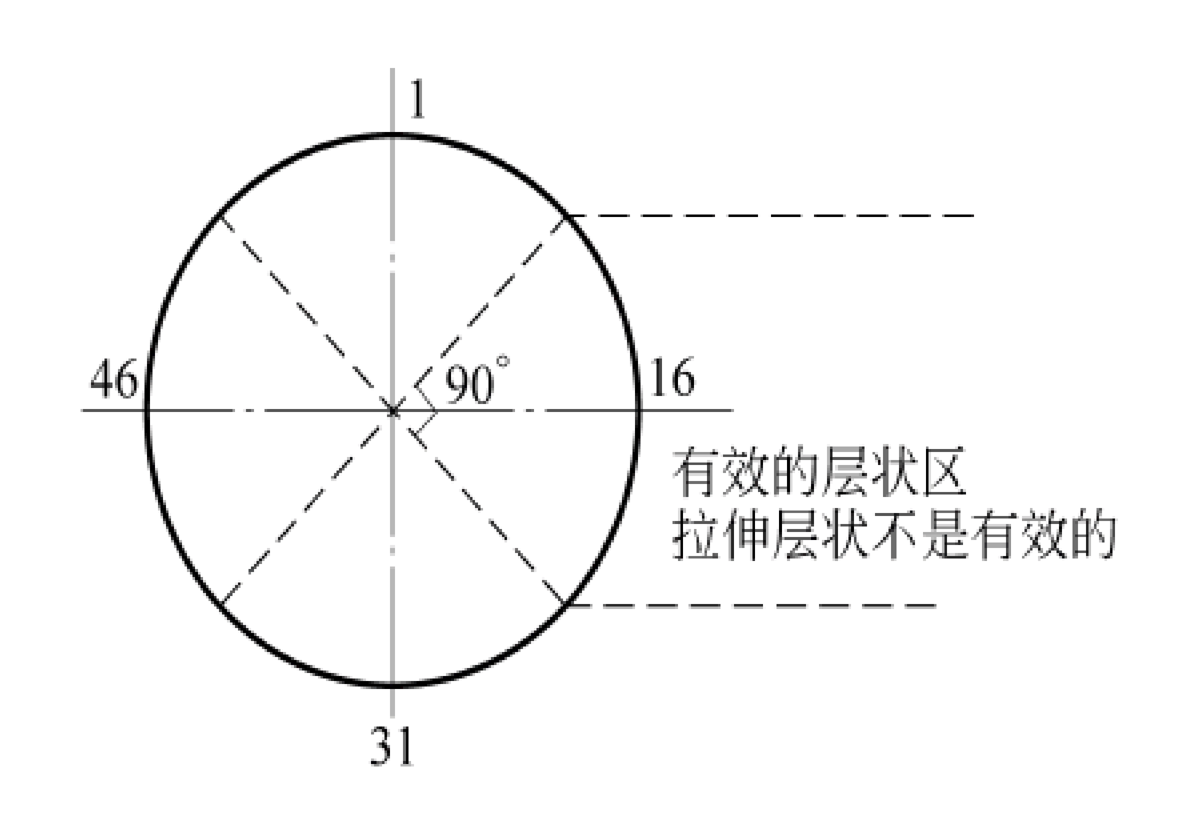


图 4-55　计算内力的衬砌框架结构模型

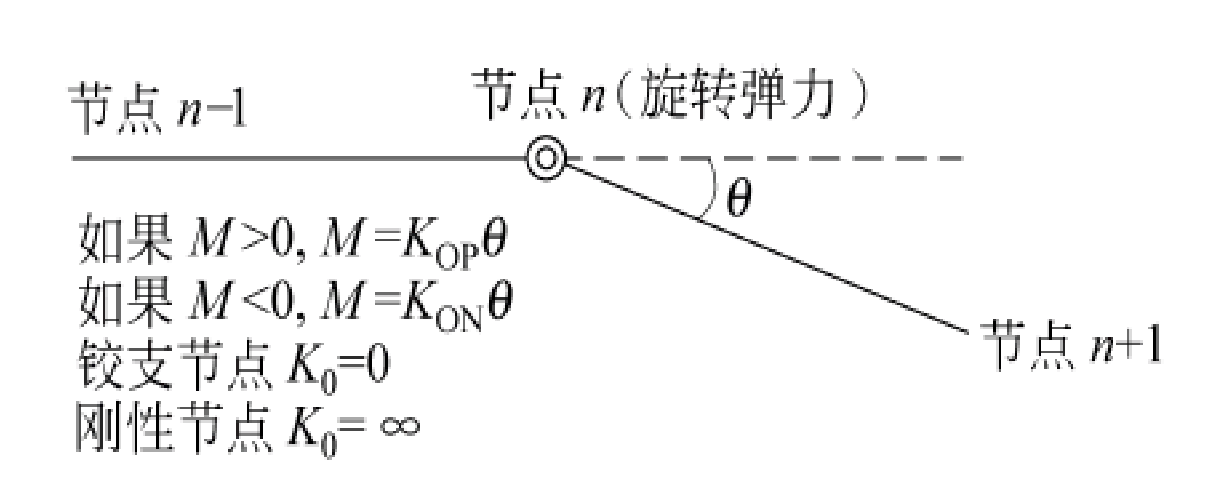


图 4-56　半铰支连接

2) 计算结果

衬砌管片的内力计算结果如表 4-8 所示。

表 4-8　管片衬砌内力

临界条件		节点	$M/(\mathrm{kN\cdot m})$	N/kN
管片	＋max	3	＋205.83	1 178.09
	－max	11	－169.05	1 675.45
连接处	＋max	58	＋20.10	1 578.24
		3(@0.6)	＋123.50	1 178.09
	－max	50	－22.70	1 448.58
		11(@0.6)	－101.43	1 675.45
Q_{max}		31	Q_{max}＝178.70kN	

假定连接处的安全性满足要求，各连接处的最大弯矩的最大值和管片最大力矩的 60%也是符合的。

管片和连接处(螺栓连接)的钢筋分布如图 4-57。

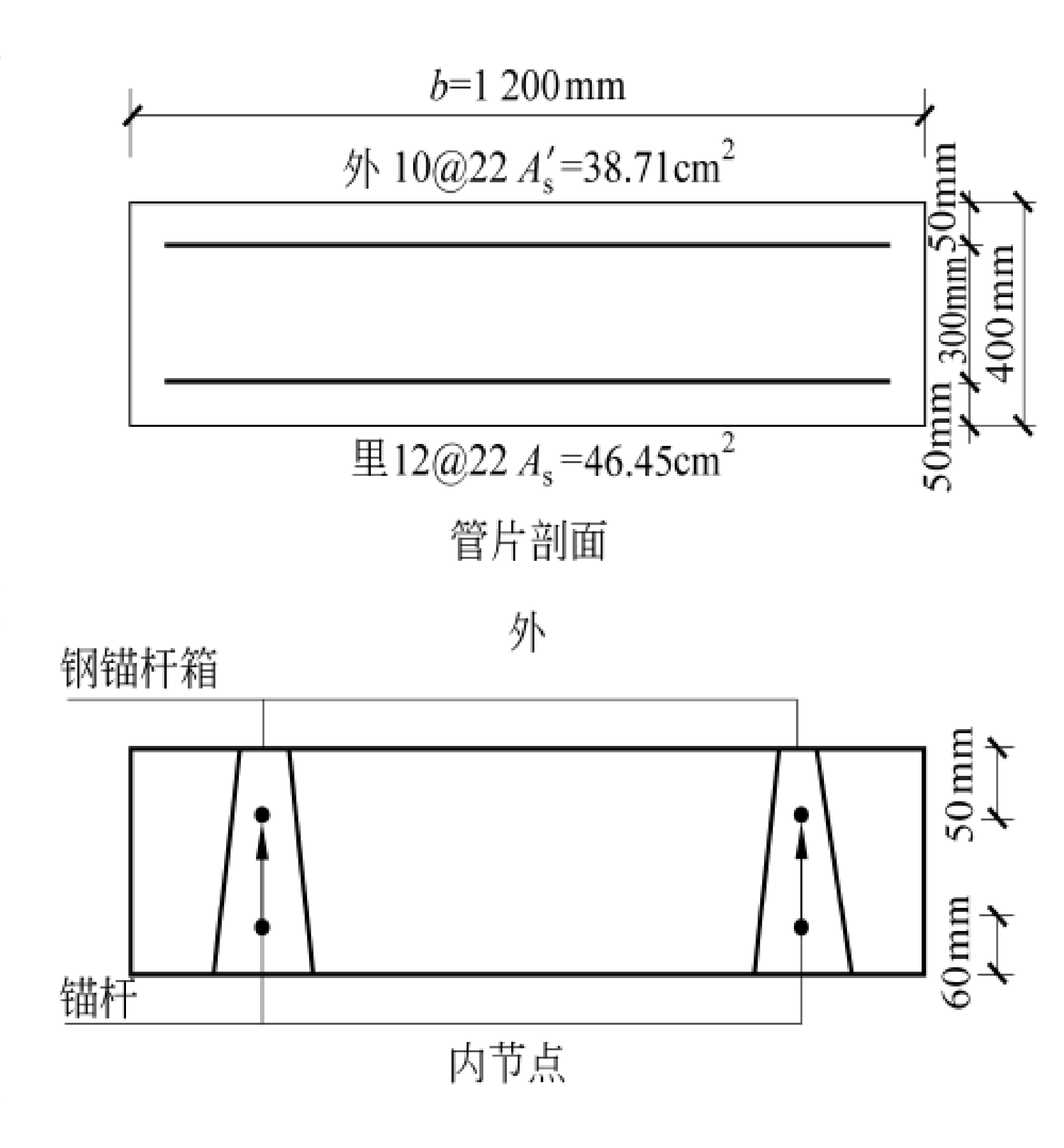


图 4-57　管片断面和钢筋连接分布

5. 检查衬砌管片的安全性

要检查由节点 3、11 处确定的管片是否安全。节点 50、58 的安全性也应被检查，其中节点 3、11 弯矩使用每个节点弯矩能力的 60%。

1) 检查管片

(1) 验算轴力和抵抗力矩是否满足

节点 3、11 的应力分布如图 4-58 所示。

节点 3、11 的管片的安全性计算结果如表 4-9 所示，节点 3、11 处截面是安全的。

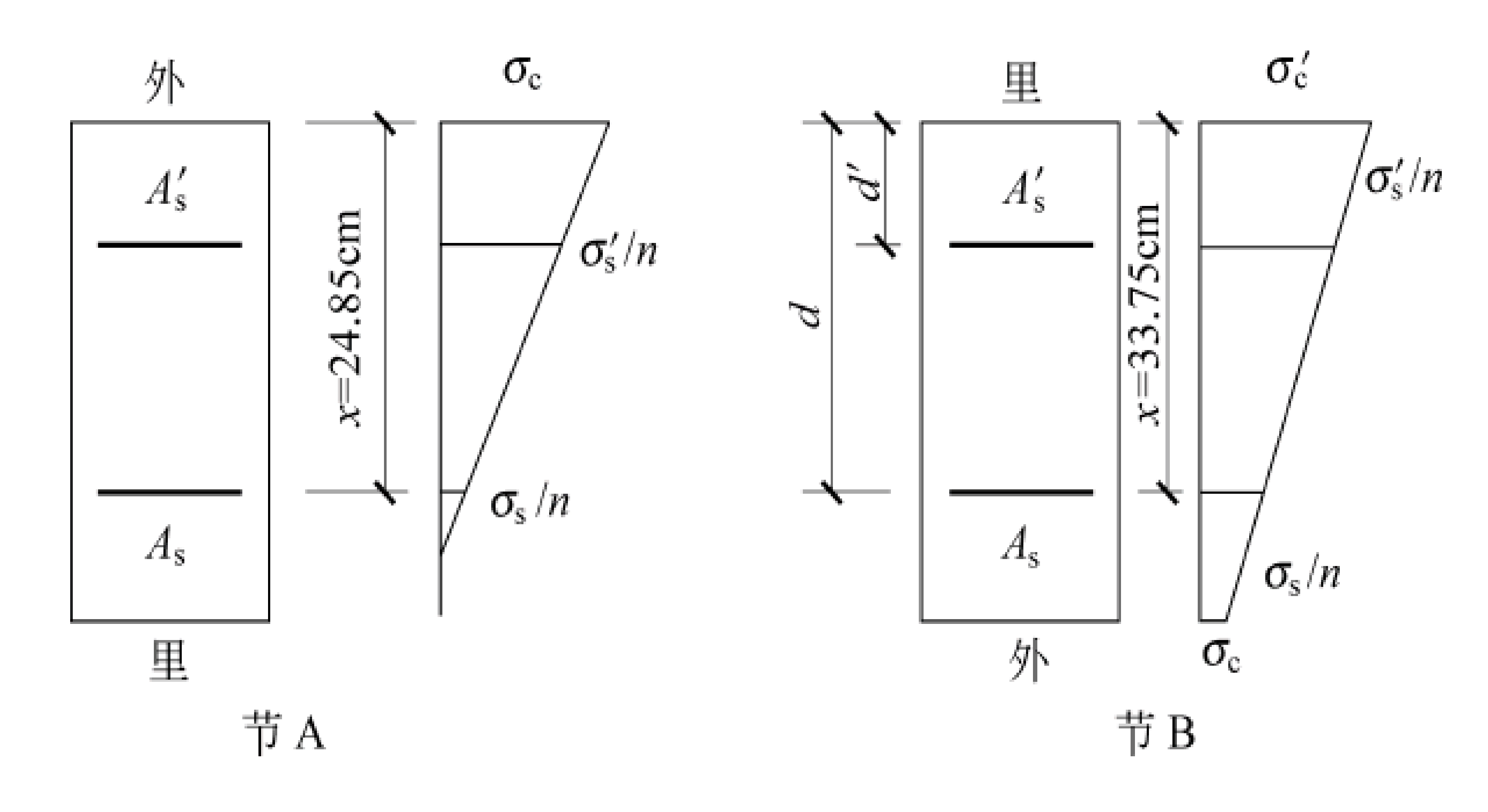


图 4-58　节点 3、11 关键剖面的压力分布

表 4-9　管片安全检查计算结果

节　点	3	11
$M/(\text{kN}\cdot\text{m/m})$	+205.83	−169.05
$N/(\text{kN/m})$	1 178.09	1 675.45
抗压强度 $\sigma_c/(\text{MN/m}^2)$	7.1	3.4
抗拉强度 $\sigma_s/(\text{MN/m}^2)$	43.2	3.6
抗压强度 $\sigma_s'/(\text{MN/m}^2)$	84.5	82.4

（2）检查抵抗剪力

$$S_{max}=178.7\text{kN};\ B=120\text{cm};\ j=0.875;\ d=35\text{cm}$$

$$\tau=\frac{S_{max}}{Bjd}=0.486\text{MN/m}^2<1.1\text{MN/m}^2$$

2）检查连接缝

连接缝的安全性验算的计算结果由表 4-10 所示。螺栓盒的钢板估计为受压杆。

表 4-10　连接缝安全检查计算结果

节　点	58	3	50	11
$M/(\text{kN}\cdot\text{m/m})$	20.1	123.5	−22.7	−101.4
$N/(\text{kN/m})$	1 578.2	1 178.1	1 448.6	1 675.5
A_s/cm^2	11.45	11.45	11.45	11.45
A_s'/cm^2	32.00	32.00	120.00	120.00
d/cm	34	34	25	25
d'/cm	1	1	7	7
x/cm	全截面受压	31.00	31.00	35.10
抗压强度 $\sigma_c/(\text{MN/m}^2)$	3.3	5.1	3.4	5.8
抗拉强度 $\sigma_s/(\text{MN/m}^2)$	49.8	7.40	46.6	25.0
抗压强度 $\sigma_s'/(\text{MN/m}^2)$		74.1		69.5

3）检查螺栓

M27 螺栓和 M30 螺栓分别用在管片间和两个管片环间。

(1) 检查 A 型管片间螺栓和 A 型与 B 型管片间螺栓

$$\tau=\frac{S_{\max}}{n_1A_{\mathrm{BP}}}=54.8\mathrm{MN/m^2}<150\mathrm{MN/m^2}$$

式中：$S_{\max}$——连接缝间的最大剪力，即节点 6 处的剪力，$S_{\max}=125.5\mathrm{kN}$；

n_1——螺栓数量，$n_1=4$；

A_{BP}——M27 螺栓的截面面积，$A_{\mathrm{BP}}=5.726\mathrm{cm^2}$。

(2) 验算 B 型与 K 型管片间的螺栓

$$S_\alpha=N\sin\alpha+S\cos\alpha-\mu N=45.5(\mathrm{kN})$$

式中：S_α——B 型与 K 型管片间的剪力(考虑管片间连接的夹角和摩擦力)；

N——节点 6 处轴力，$N=1\,612.7\mathrm{kN}$；

S——节点 6 处剪力，$S=125.5\mathrm{kN}$；

α——B 型与 K 型管片间连接的夹角，$\alpha=6.7°$；

μ——动能系数，$\mu=0.2$。

$$\tau=\frac{S_\alpha}{n_1A_{\mathrm{BP}}}=19.9\mathrm{MN/m^2}<150\mathrm{MN/m^2}$$

(3) 验算 K 型管片掉落(如图 4-59)

$$W_1=\max\left(p_b,\frac{p_1}{B}\right)=p_b=333.3(\mathrm{kN/m^2})$$

式中：p_b——回填注浆压力/1.5，$p_b=333.3\mathrm{kN/m^2}$

$$S_{\mathrm{B}}=2\pi R_c\times W_1\times B\times(\theta/360)=394.92\mathrm{kN}$$

$$\tau=\frac{S_{\mathrm{B}}}{n_2A_{\mathrm{BP}}+n_3A_{\mathrm{BR}}}=65.8\mathrm{MN/m^2}<150\mathrm{MN/m^2}$$

式中：n_2——螺栓数量，$n_2=8$；

n_3——螺栓数量，$n_3=2$；

A_{BR}——M30 螺栓的截面面积，$A_{\mathrm{BR}}=7.069\mathrm{cm^2}$。

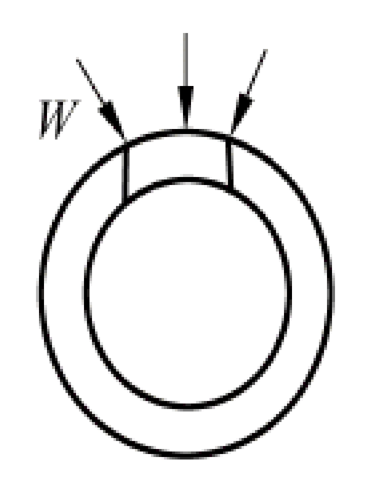


图 4-59　检查 K 型管片

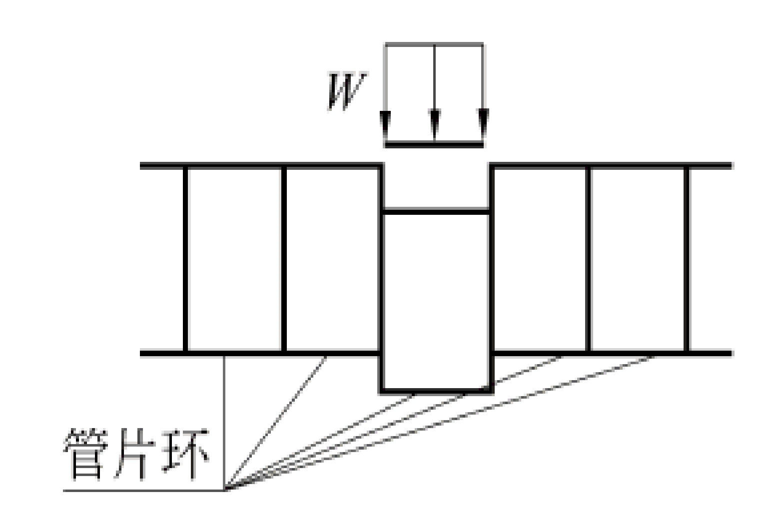


图 4-60　检查管片环掉落

(4) 验算管片环掉落(如图 4-60)

$$W = W_1DB + 2\pi R_c g = 3\,799.62 + 363.65 = 4\,163.27(\text{kN})$$

其中,W_1DB 为由于回填注浆压力作用在管片环上的力;$2\pi R_c g$ 为管片环的重量;

$$\tau = \frac{W}{2n_4A_{BR}} = 101.5\text{MN/m}^2 < 150\text{MN/m}^2$$

式中:n_4——螺栓数量,$n_4=29$

6. 结论

管片的设计满足要求。

复习思考题

(1) 简述盾构法隧道衬砌设计步骤。

(2) 简述盾构法隧道衬砌设计方法。

(3) 试推导弹性方程方法荷载计算的理论公式。

第5章

钻爆法隧道支护结构设计

5.1 钻爆法概述

在地下工程中,岩石力学的发展在过去的几十年里走了一条相当艰难的路。虽然这门学科还未发展为一门成熟的、完善的应用科学,但是这门科学也确实有一些真正的进步。

迄今为止,岩石开挖中最常用的技术就是钻爆法。从最早用黑火药爆破开始,爆破、起爆和延期技术以及我们对爆破引起的岩石破坏机制的理解都在稳定地发展着。

这里要讨论的不是爆破技术的发展。我们要讨论的是这个技术在开挖洞室建造中的应用以及开挖技术对围岩稳定性的影响,详细的爆破技术理论请阅读相关专著。

就像在工程中常有的现象一样,作为独立学科发展的科目往往会孤立地发展。因此,许多经常和炸药制造商接触的、技术非常纯熟且很专业的研究员发展出了在爆破中能产生最佳破碎和最小损伤的技术。这个领域的另一端就是那些靠传统的学徒方法学习他们的爆破技术的矿工,他们既不熟悉专家的爆破控制技术,也不相信应用这些技术的结果会使努力和费用更合理。这个体系中错误的就是,所有者和经理们更关心的是费用,而不是安全和设计,或者两方面都看到了但却不准备参与,因为他们将爆破视为一种魔法,一旦出现错误便要承受严重的法律惩罚。

改变现有体系的状况还没被广泛认知,因为爆破损伤对岩石结构稳定性的影响还没被意识到。本章的目的是探究这门学科,辨认爆破损伤的原因以及提出这个体系中可能改进的方面。

如果没有对机械开挖的讨论,那么开挖过程对岩石结构稳定性的影响的讨论是不完全的。开挖技术的最终结果就是全断面隧道掘进机,它能使围岩尽可能不受扰

动。隧道掘进机如果正确地使用,也能对岩石造成尽可能小的损伤。隧道掘进机技术是目前我们开挖岩石,保证围岩最稳定的开挖技术的最终选择。

5.2 爆破损伤及控制

5.2.1 爆破损伤

从实际出发,承认由爆破引起的动压力和由爆炸引起的气体膨胀在破碎过程中起着重要作用似乎是合理的。

Duvall 和 Fogelson(1962 年),Langefors 和 Khistrom(1973 年)以及其他一些人,已经发表了楼房和其他地表建筑的爆破损伤准则。几乎所有这些准则都将爆破损伤与作为动压力结果的粒子最高运动速度联系起来,这种压力是由爆炸造成的。而通常认为气体压力在岩石破碎过程中只起到辅助作用,所以很少有人对这个损伤的量值大小作进一步探索。

对裂隙岩体强度的研究表明,这个强度受到层理和裂隙这类不连续体分开的各岩块之间互锁角度的影响。从实践目的出发,这些不连续体的拉伸强度可视为零,且少量的张裂或剪切位移将造成各岩块互锁显著下降。我们可以很容易地理解爆炸产生的高压膨胀气体是怎样进入到这些不连续体并引起这种重要的岩石互锁的崩溃。显然,岩石损伤大小或强度降低将随炸药控制的远近以及岩石发生松散前被高压气体克服原岩应力的现场压力而变化。

爆破导致损伤的另一个原因就是由荷载释放引起的破裂(Hagan,1982 年)。这种机制的最好解释就是将其类比于一个重钢板掉到一堆橡皮垫上。这些橡皮垫将被压缩直到下落钢板的动量耗尽。然后高压缩的橡皮垫将反向加速钢板,并使其垂直向上弹起,彼此分开。这种相邻层的分开解释了采石场常见的张力破裂现象以及剥离矿石的现象,在那些地方,爆破不好的操作造成了采场岩壁的不稳定。McIntyre 和 Hagan(1976 年)报道了平行于新开挖的露天采矿断面且延伸到其后 55m 处的垂直裂缝,断面是通过大型的多排爆破得到的。

不论是否同意荷载破碎释放的假说,裂隙可由相当远距离的炸药爆炸点引发这一事实是一个必须认真考虑的原因。显然,这些破裂,不论什么原因造成,都将对岩体的完整性起到主要影响,而这反过来会导致整体稳定性的下降。

Hoek(1975 年)强调爆破不会影响大型采石场边坡深处的稳定性。这是因为在一个很大的边坡,重大破坏面位于表面以下几百米深处,而且这些破坏面通常不会像爆破引起的破裂那样同方向排列。因此,除非边坡已经非常接近破坏点且采用爆破是最后的破坏手段,否则爆破通常不会导致主要的深部不稳定性。

另一方面,岩体近表面的损伤将大大降低组成边坡和运输通道各台阶的稳定性。在一个爆破不太好的边坡中,边坡整体可能还相当稳定,但表面可能像一个碎石堆。

在隧道或其他大型地下空间开挖情况下,问题就很不一样了。在这种情况下,地下结构的稳定性很

大程度上取决于开挖直接接触的围岩完整性。特殊情况下,顶部塌落的趋势与直接接触的顶层岩块互锁有关。由于爆破损伤很容易延伸到爆破不好的岩石中几米深处,松散的岩石圈将在地下开采的围岩中造成严重的不稳定问题。

5.2.2 爆破破坏控制

控制破坏的最终方法是机械开挖。任何进入过地下铁矿并查看过天井的人都会对岩石扰动之小以及开挖的稳定性有深刻的印象。甚至当天井周围岩石的压力足够高到引起岩壁破碎的情况下,破坏也通常会被限制在小于半米深度处,且几乎没有危及到天井的整体稳定性。全断面巷道掘进机变得越来越普遍,尤其在土木工程隧道掘进中。这些机械已发展到掘进速度和整体费用基本可与最好的钻爆法开挖相比或更优于它们。无岩石扰动和支护需求量的减少是使用隧道机械的主要优势。

对地表开挖,使用机械开挖法在一些情况下发挥了极大优势。在巴布亚新几内亚的布干维尔岛的露天铜矿场中,最终采矿断面采用了掘进机钻凿,最后的垂直爆破眼布置在离最终台阶顶部 19m 远的位置处。剩下的岩体是用 D-10 掘进机切割的,且最后的 55°坡面是由掘进机的刀片修整的。岩石是严重破裂的安山岩,且掘进机开凿的结果与由正常的采石场爆破技术造成的台阶面相比是非常显著的。上面描述的机械开挖技术还没有广泛应用于地下开采,因此必须考虑能够做些什么以控制正常钻爆法中的岩石损伤。

一个普遍误解是能控制爆破损伤的方法只是预裂或光面爆破技术。这些爆破方法,包括一排密集间距、少装药量、同步起爆的炮眼,能在被爆的和剩下的岩石间创造一个平整的分离面。当正确操作时,这些爆破能创造出非常平整的、破碎的和扰动最小的断面。然而,控制爆破损伤的问题比预裂爆破或光面爆破出现早得多。

前面已指出,一个设计不合理的爆破诱发的裂隙将延伸到最后一排爆破眼后几米深处。显然,如果已经在岩石上造成了这样的损伤,那么再想用光面爆破去修整开挖的最后几米来补救这种情况已经太迟了。另一方面,如果这个爆破已经正确设计和执行,光面爆破将对修整最终开挖面非常有利。

由图 5-1 可见,在节理片麻岩中,正常的爆破结果和由预裂爆破创造的工作面的比较。显然,尽管在工作面上可以看见相当大的地质构造,但我们已通过预裂法得到了一个相当平整的工作面。同样,我们不难想象,预裂面比没有特别考虑最终岩壁情况的爆破部分更稳定。

一个爆破的正确设计是由第一个爆破眼开始的。在隧道爆破情况下,首先要创造一个空间,爆破产生的破碎岩石可膨胀到此空间中。这个空间通常可以通过钻几个不装药的孔眼来实现。

今天,多种钻进机械已被用在隧道钻进和爆破中,创造最初空间的、最方便的方法是掏槽眼。这个方法包括钻一系列仔细布置的平行眼,然后装入高威力炸药,用毫秒延期瞬发雷管起爆。Hagan(1980 年)给出了关于掏槽眼设计的一个详细描述。

一旦在整个掏槽深度爆破范围内创造了一个空间,下一步就是将其他爆破的岩石逐步爆破到这个空间的问题了。这通常可通过仔细布置的平行炮眼间 0.5s 延期瞬发雷管起爆来实现。用这么长时间延期的目的是保证每个连续的爆破眼破碎的岩石有足够的时间从周围岩石上分离下来并抛到隧道中,

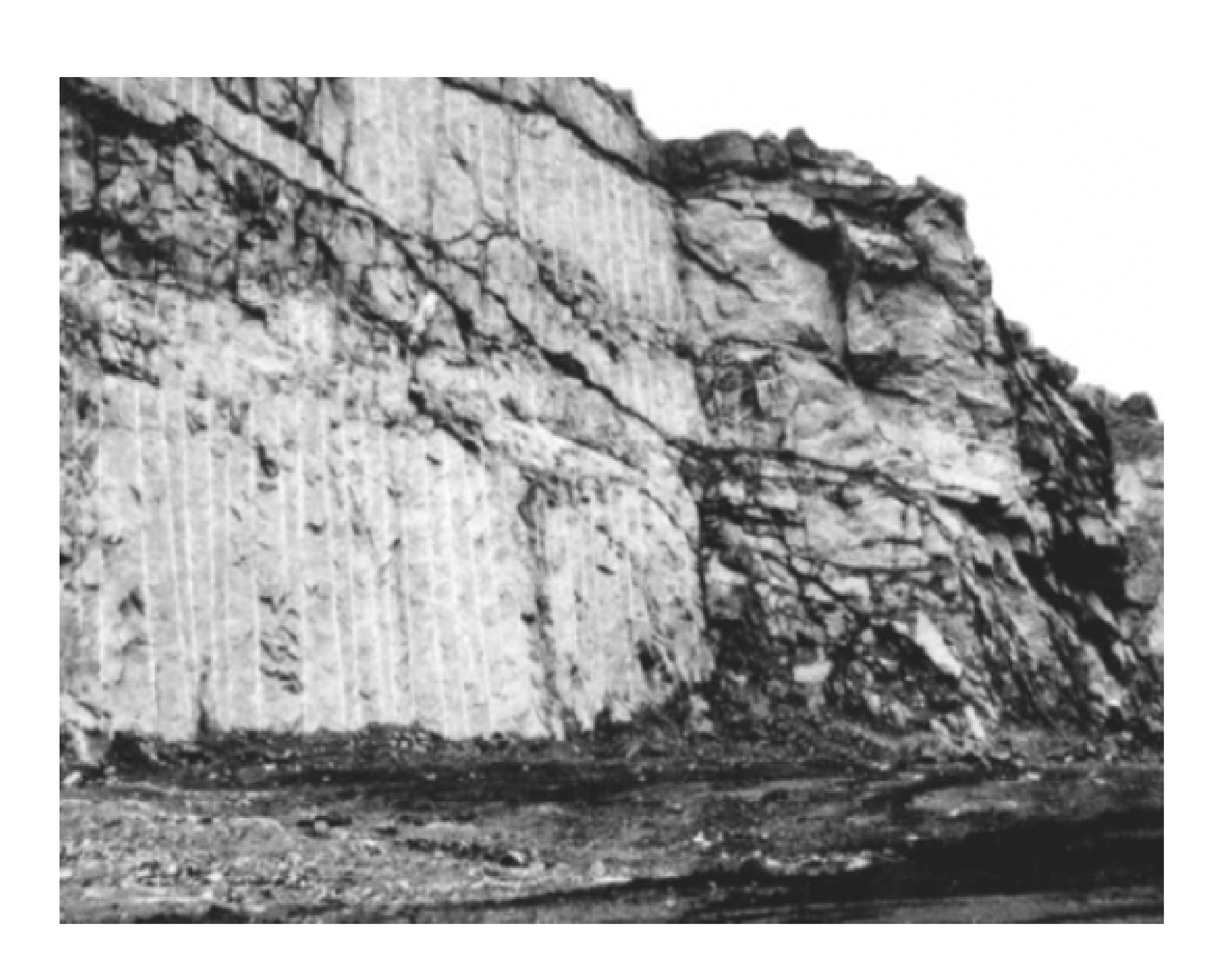


图 5-1　在片麻岩中进行的表面开挖爆破对比

左侧是预裂爆破结果，右侧是普通爆破结果

留出下一个爆破破碎岩石所必需的空间。

最后一步是使用光面爆破，通过同时起爆装药量较少的周边炮眼来剥离余下的 0.5～1.0m 的岩石，留下一个平整的开挖面。

一个这样的隧道爆破详述见图 5-2 和表 5-1。掏槽眼的发展见图 5-3，起爆顺序和爆破围岩的破碎见图 5-4。得到的结果如图 5-5。在这个特殊工程中，隧道中支护设置量的显著减少是通过图 5-2 的爆破设计来实现的。

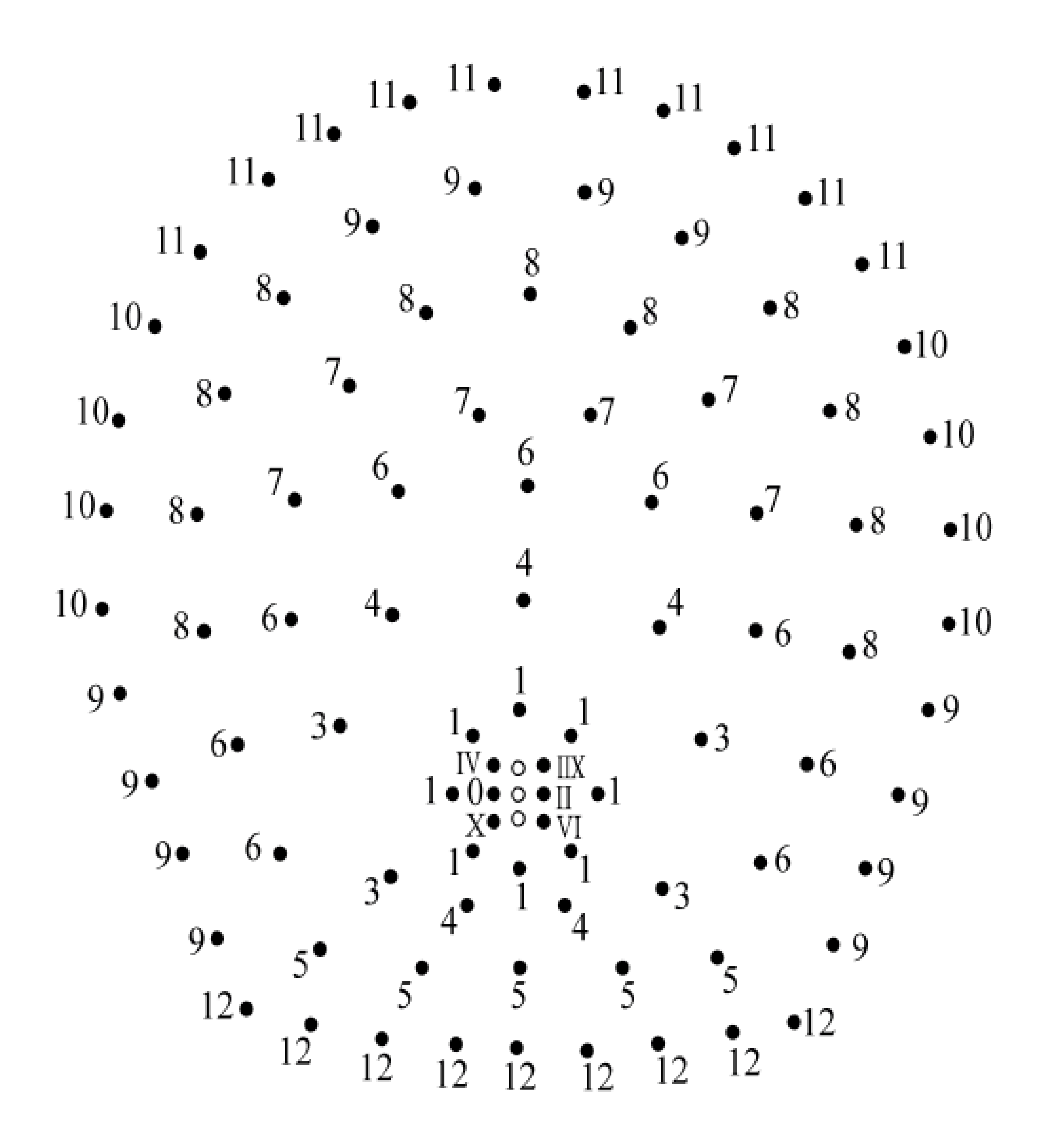


图 5-2　斯里兰卡维多利亚水电工程中洞室断面的炮眼布置图

罗马数字代表掏槽眼中的毫秒延期起爆顺序，

阿拉伯数字代表剩余岩石半秒延期爆破。

炮眼布置

毫秒延期 0

毫秒延期 II

毫秒延期 IV

毫秒延期 VI

毫秒延期 VII

毫秒延期 X

半秒延期 1

图 5-3 使用毫秒延期的掏槽眼起爆顺序的发展过程

半秒延期 3

半秒延期 4

半秒延期 5

半秒延期 6

半秒延期 7

半秒延期 8

半秒延期 9

底部水平眼和光面爆破

图 5-4 在主爆破中应用半秒延期和对隧道周边采用光面爆破

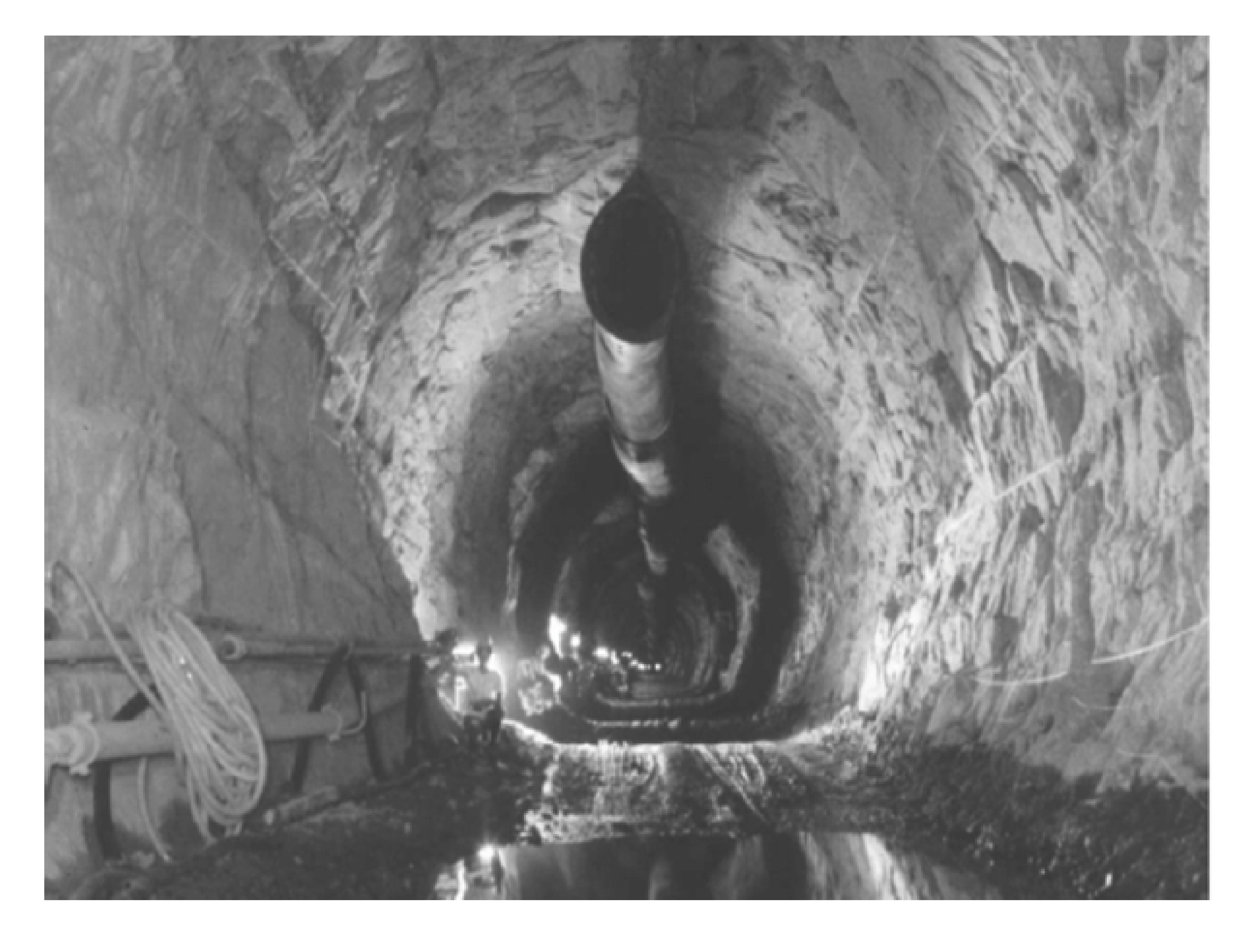


图 5-5 在斯里兰卡维多利亚水电工程的片麻岩中采用合理的设计和谨慎的控制爆破得到的 ϕ5.79m 的隧道

地下开挖爆破中预裂爆破并不常用,台阶爆破情况例外。预裂爆破中,密集布置的平行炮眼(与图 5-2 中的那些 9、10 和 11 类似)在主爆破之前而不是之后起爆,就像光面爆破的情况一样。由于在预裂爆破中那些应该从一个眼整齐地延伸到下一个眼的裂缝通常会转向一些预先存在在软弱体里,如节理、层理,由于这些原因,在隧道掘进操作中,光面爆破要优于预裂爆破。

在岩石边坡的情况中,例如露天采场,目前的趋势是在相对较大的间距中使用大直径的爆破眼。这些眼通常使用毫秒延期来起爆。不幸的是,在采石场爆破体系中,最常使用的延期时间的发散有时会导致炮眼不按顺序起爆,这将造成不好的破碎以及对稳定边坡下面的岩体的严重破坏。

表 5-1　炮眼参数表

炮　眼	总　数	直径/mm	炸　药	总重/kg	延期时间量级
掏槽眼	14	45	Gelamex80,18 节/眼	57	毫秒
底部水平炮眼	9	45	Gelamex80,16 节/眼	33	半秒
周边眼	26	45	Gurit,7 节/眼和 Gelamex80,1 节/眼	26	半秒
辅助眼	44	45	Gelamex80,13 节/眼	130	半秒
空眼	3	75	不装药		
总数	96			246	

5.3　隧道爆破设计与控制

由于目前用于爆破的技术还有发展的空间,所以许多现存的技术,如果能正确的运用,都可以减少地表和地下岩石开挖中的爆破损伤。如前面指出的,不能很好地交流以及多数工程师不愿参与进去都意味着好的爆破操作还没有普遍应用到采矿和土木工程项目中。

我们应该做点什么去改善这种状况呢? 在作者看来,关键的是交流需要改善。目前的情况是,关于爆破损伤控制的书本知识是非常不充足的,就像炸药制造商出版的爆破手册那样,许多知识是藏于现场爆破工程师不会阅读的技术期刊或教科书中。理论上来说,我们需要的是一本清楚、简明的书,它以明确且非数学的语言叙述爆破设计和控制原则。如果没有这个,出版一个类似简明语言的系列专业期刊也可能会有很大帮助。

除了要明白逐步提高对技术不能很好地运用的原因和通过改善交流可实现控制爆破损伤的理解之外,我们还需要及时让参与岩石开挖工程的那部分工程师至少知道不合理的爆破设计会造成岩体损伤。工程师们应该与业主、经理、承包商以及爆破管理者保持紧密联系。然而这些工程师可能觉得自己没有能力去重新设计爆破方案,他们会说服其他人去寻求爆破专家的建议。炸药制造商通常会提供这类专家服务或是推荐可以帮助改进爆破设计的个人。顺便说一句,除减小爆破损伤外,合理的爆破设计通常还可以在同等花费下使效率更高,可以改善破碎并产生更好的爆堆条件,如图 5-4、图 5-5。

不合理的爆破设计会对隧道和地表开挖造成不必要的损伤。这种损伤将造成稳定性下降,而这样又会增加一个项目的费用,因为需要更大量的开挖或增加岩石支护。

一些设计软件工具和技术可以用于最小化这个损伤，但是这些都没能在采矿或土木工程工业中得到广泛应用，因为没有意识到可以得到的益处，而且担心使用控制爆破技术的费用。现在紧急需要加强能设计出最佳爆破体系的爆破专家、业主、经理以及负责执行这些设计的爆破管理者之间的交流，并使用能够满足爆破专家、业主、经理以及负责执行这些设计的爆破管理者之间利益的爆破设计软件。ETD 2006 是由中国地质大学（北京）自主研发的隧道掘进设计软件，它能够很好地解决爆破设计优化问题，图 5-6 就是应用 ETD 2006 设计的三心拱巷道炮眼布置图。

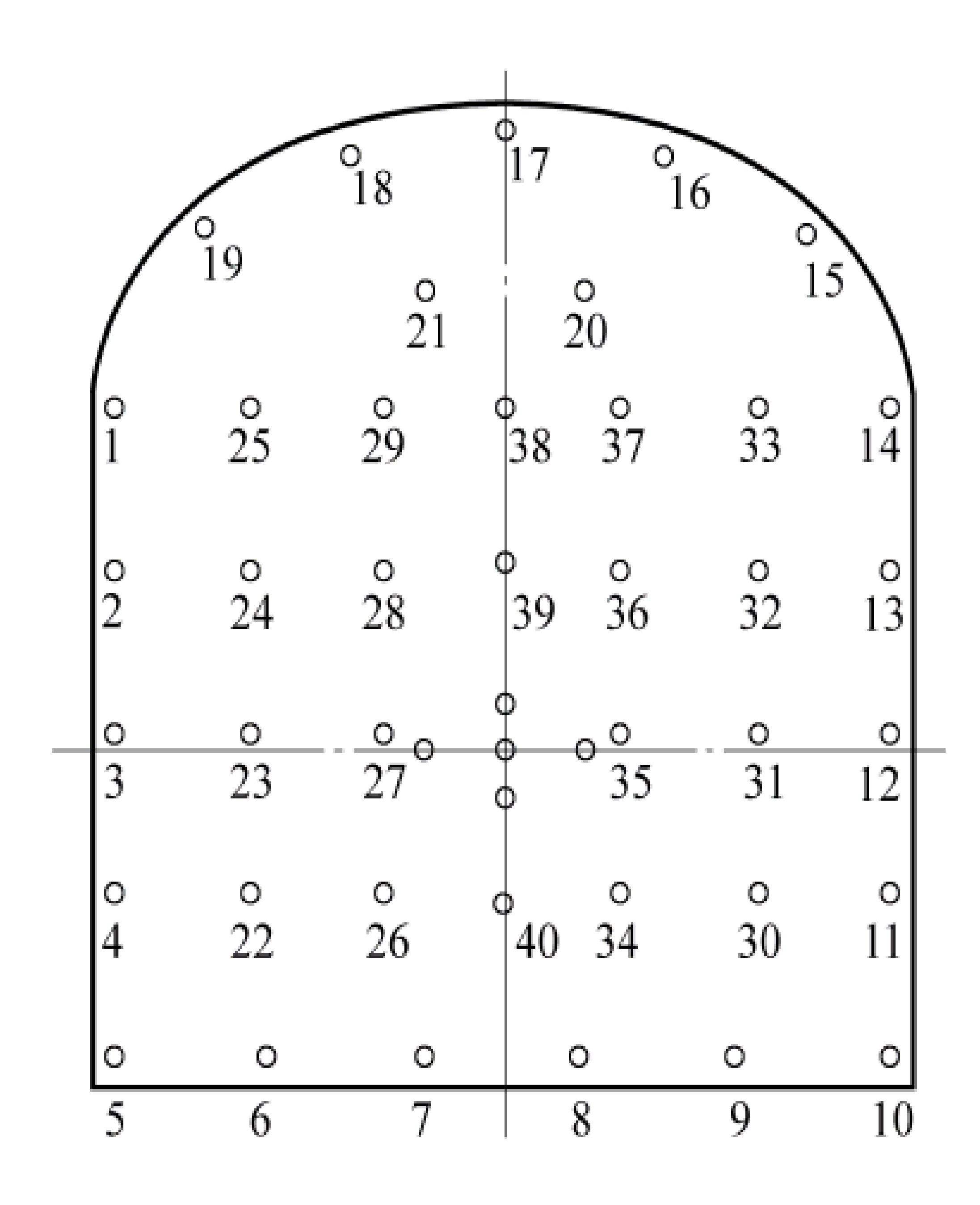


图 5-6 采用 ETD 2006 设计的三心拱巷道炮眼布置图

参与爆破工作的研究机构也应该认识到目前缺乏有效的交流，并且除了改善他们的爆破技术外，他们还应该更乐于参与到与行业领域导向合作的计划中。这样不但机构可以获得无价的实践知识，而且通过与其他工程师共同研究，他们将大大提高一种普遍认识，即很好的爆破操作将带给我们什么。

5.4 隧道支护结构设计

5.4.1 支护结构概述

支护结构的基本作用就是保持隧道断面的使用净空，防止岩体质量的进一步恶化，同围岩一起组成一个有足够安全度的隧道结构体系，承受可能出现的各种荷载，如水压力、土压力以及一些特殊使用要求的外荷载。此外，支护结构必须能够提供一个能满足使用要求的工作环境，保持隧道内部的干燥和清洁。因此，任何一种类型的支护结构都应具有与上述作用相适应的构造、力学特性和施工可能性。这两个要求是密切关联的。因为许多地下结构形成灾害和破损的重要原因之一是由衬砌的漏水造成的，特别是在饱和含水软土地层中采用装配式管片结构，尤以衬砌防水这个矛盾最为突出，与工程成败关系重大，必须予以足够的重视。

按支护作用机理，目前采用的支护结构大致可以归纳为以下三类：

(1) 刚性支护结构

这类支护结构通常具有足够大的刚性和断面尺寸，一般用来承受强大的松动地压。但只要可能，就应避免松动压力的发生。刚性支护只有很小的柔性而且几乎总是完全支护，这类支护通常采用现浇混凝土，有的采用石砌块或混凝土砌块。从构造上看，它有贴壁式结构和离壁式结构两种。贴壁式结构使用泵送混凝土，可以和围岩保持紧密接触，但其防水和防潮的效果较差。离壁式结构围岩没有直接接触和保护到承载结构，一般容易出现事故。

立模板灌注混凝土支护有人工灌注和混凝土泵灌注两种。泵灌混凝土支护因取消了回填层，故能和围岩大面积牢固接触，是当前比较通用的一种支护形式。因工艺和防水要求，立模板灌注混凝土需要有一定的结硬时间(不少于 8h)，不能立即承受荷载，故这种支护结构通常都用作二次支护，在早期支护的变形基本稳定后再灌注或围岩稳定无需早期支护的场合下使用。

(2) 柔性支护结构

柔性支护结构是根据现代支护原理而提出来的，它既能及时地进行支护限制围岩过大变形而出现松动，又允许围岩出现一定的变形，同时还能根据围岩的变化情况及时调整参数。所以，它是适应现代支护原理的支护形式。锚喷支护是一种主要的柔性支护类型，其他如预制的薄型混凝土支护、硬塑性材料支护及钢支撑等亦均属于柔性支护。

锚喷支护是指锚杆支护、喷射混凝土支护以及它们与其他支护结构的组合。

国内广泛应用的锚喷支护类型有如下六种：

① 锚杆支护；

② 喷射混凝土支护；

③ 锚杆喷射混凝土支护；

④ 钢筋网喷射混凝土支护；

⑤ 锚杆钢支撑喷射混凝土支护；

⑥ 锚杆钢筋网喷射混凝土支护。

锚喷支护自从 20 世纪 50 年代问世以来，随着现代支护结构原理尤其是新奥地利隧道施工方法(NATM)的发展，已在世界各国矿山、建筑、铁道、水工及军工等部门广为应用。我国矿山井巷工程采用锚喷支护每年累计有千余公里，铁路隧道、公路隧道、水工隧洞、民用与军用洞库等其他地下工程中，锚喷支护的应用也日益增多。

锚喷支护获得如此广泛的应用是因为它在一定条件下具有技术先进、经济合理、质量可靠、适用范围广等一系列显著优点。它可以在不同岩类、不同跨度、不同用途的地下工程中，在承受静载或动载时做临时支护、永久支护、结构补强以及冒落修复等之用。此外，还能与其他结构形式结合组成复合式支护。

锚喷支护之所以比传统支护优越，主要是因为锚喷支护在工艺上的特点，使得它能充分发挥围岩的自承能力和支护材料的承载能力，适应现代支护结构原理对支护的要求。

工艺上，锚喷支护可在各种条件下进行施作，因此能够及时、迅速地阻止围岩出现松动塌落。尤其是当前早强砂浆锚杆、树脂锚杆的出现和超前锚杆的使用，能够更有效地阻止围岩松动。喷射混凝土本身又是一种早强(掺加了少量速凝剂)和全面密贴的支护，能很好保证支护的及时性和有效性。由此可见，锚喷支护从主动加固围岩的观点出发，在防止围岩出现有害松动方面要比模筑混凝土优越得多。

锚喷支护属柔性薄型支护，容易调节围岩变形，发挥围岩自承能力。虽然喷射混凝土本身属于脆性材料，但由于工艺上的原因，它可以做到喷得很薄，而且还可通过分次喷层的方法进一步发挥喷层的柔性。锚杆支护也是柔性支护。试验表明由锚杆加固的岩体，可以允许有较大变形而不破坏。因此锚喷

支护具有比传统支护更好的调控围岩变形的作用。

锚喷支护的另一个优点是能充分发挥支护材料的承载能力。由于喷层柔性大且与围岩紧密粘结，因此喷层破坏主要是受压或受剪破坏，它比受弯破坏的传统支护结构更能发挥混凝土承载能力。同时，采用分次喷层施工方法能起到提高承载力的作用。我国铁道科学院铁道建设研究所曾进行过模型试验，长期双层混凝土支护比同厚度单层支护承载力高，一般能提高 20%～30%。锚杆主要通过受拉来改善围岩受力状态，而钢材又具有较高的抗拉能力。可见，即使承受同样的荷载，锚喷支护消耗的材料也要比传统支护少。

除上述优点外，喷层还有把松动的壁面粘结在一起与填平裂隙凹穴的作用，因而能减小围岩松动和应力集中。同时喷层又是一种良好的隔水和防风化的材料，能及时封闭围岩。尽管传统支护也有这一特性。但由于喷射混凝土施作及时，因而与传统支护相比它对膨胀、潮解、风化、蚀变岩体有更好的防水、防风化的效果。

综上所述，锚喷支护的工艺特点使它具有支护及时性、柔性、围岩与支护的密贴性、封闭性、施工的灵活性等，从而充分发挥围岩的自承作用和材料的承载作用。

锚喷支护的力学作用，当前流行着两种分析方法：一种是从结构观点出发，如把喷层与部分围岩组合在一起，视作组合梁或承载拱；或把锚杆看作是固定在围岩中的悬吊杆等。另一种是从围岩与支护的共同作用观点出发，它不仅是把支护看作是承受来自围岩的压力，并反过来也给围岩以压力，由此改善围岩的受力状态(即所谓支承作用)；施作锚喷支护后，还可提高围岩的强度指标，从而提高围岩的承载能力(即所谓加固作用)。这两种作用都能起到稳定围岩的作用。一般情况下，传统支护没有这两种作用，只是被动地承受松动荷载。

上述两种观点都能说明锚喷支护的力学作用，但显然后一种观点更能反映支护与围岩共同作用的机理。

(3) 复合式支护结构

复合式支护结构是柔性支护与刚性支护的组合支护结构，最终支护是刚性支护。复合式支护结构是根据支护结构原理中需要先柔后刚的思想，通常初期支护一般采用锚喷支护，让围岩释放掉大部分变形和应力，然后再施加二次衬砌，一般采用现浇混凝土支护或高强钢架，承受余下的围岩变形和地压以维持围岩稳定。可见，复合式支护结构中的初期支护和最终支护一般都是承载结构。

复合式支护结构的种类较多，但都是上述基本支护结构的某种组合。

根据复合式衬砌层与层之间的传力性能又可以分为单层衬砌和双层衬砌。

双层衬砌是由初期支护、二次衬砌以及二层衬砌之间的防水层组成。设置二次衬砌的时间有两种情况：一种是待初期支护的变形基本稳定之后再设置二次衬砌。此时，二次衬砌承受后续荷载，包括水压力、围岩和衬砌的流变荷载，由于锚杆等支护的失效而产生的围岩压力等。另一种是根据需要较早地设置二次衬砌，特别是超浅埋隧道，对地表沉降有严格控制的情况下，此时二次衬砌和初期支护共同承受围岩压力。此外，在塑性流变地层中，围岩的变形和地压都很大，而且作用持续时间很长，通常需要在开挖之前采取辅助施工措施对围岩进行预加固，同时采取能吸收较大变形的钢支撑(如可缩性钢拱架)，

允许混凝土和钢支撑发生变形和位移，变形和位移基本得到控制后，再施作二次衬砌。

由于防水层的设置，二层衬砌之间只能传递径向应力，不能传递切向应力。因此，二层衬砌之间不能形成一个整体承载。近年来，复合式支护结构常用于一些重要工程或内部需要装饰的工程，以提高支护结构的安全度或改善美观程度。支护结构类型的选择应根据客观需要和实际可能相结合的原则，客观需要是指围岩和地下水的状况应与围岩的等级相适应；实际可能就是支护结构本身的能力、适应性、经济性以及施工的可能性。

5.4.2 常用支护类型及其受力特点

1. 喷射混凝土支护

喷射混凝土为永久性支护结构的一部分，是现代隧道建造中支护结构的主要形式。喷射混凝土支护主要用作早期支护，对通风阻力要求不高的隧道也可用作后期支护。

喷射混凝土支护喷射迅速，能与围岩紧密结合形成一个共同的受力结构，并具有足够的柔性，吸收围岩变形，调节围岩中的应力。喷射混凝土使裸露在岩面上的局部凹陷很快填平，减少局部应力集中，加强岩体表面强度，防止围岩发生风化。同时，通过喷射混凝土层把外力传给锚杆、网架等，使支护结构受力均匀分担；对岩体条件和隧道形状具有很好的适应性，而且这种支护可以根据它的变形情况随时补喷加强。因此喷射混凝土的作用在于形成以围岩为主的围岩与喷射混凝土层之间相互作用的结构体系。

喷射混凝土的材料通常有以下三种类型：

(1) 普通喷射混凝土。普通喷射混凝土由水泥、砂、石和水按一定比例混合而成，具有强度高、粘结力强、密度大及抗渗性好等特点。因为素喷混凝土的抗拉伸和弯曲的能力较低，抗裂性和延性较差，因此素喷混凝土通常都配合金属网一起使用。

(2) 水泥裹砂石造壳喷射混凝土。该种喷射混凝土的特点是采用一定的施工工艺，使砂、石表面裹一层低水灰比(0.15～0.35)的水泥浆壳，形成造壳混凝土，可克服普通喷射混凝土回弹量大、粉尘大、原材料混合不均匀及质量不够稳定的缺点。

(3) 钢纤维喷射混凝土。钢纤维喷射混凝土是指在混凝土中加入约占其总体积 1%～2%、直径为 0.25～0.40mm、长度约为 20～30mm、端部带钩或断面形状奇特的钢丝纤维的一种新型混凝土。它的抗拉、抗弯及韧性比素喷混凝土高 30%～120%，故可取消喷射混凝土内的金属网，这对提高喷射混凝土支护的密实度大有好处，因为金属网后面不易喷到。钢纤维混凝土同时具有较高耐磨性。这种支护适用于塑性流变岩体及受动荷载影响的巷道或受高速水流冲刷的隧洞。

2. 锚杆

锚杆是一种特殊的支护类型，它主要是起加固岩体的作用，只有预应力锚杆力能形成主动的支护抗力。锚杆安装迅速并能立即起作用，故广泛地被用作早期支护，尤其适用于多变的地质条件、块裂岩体以及形状复杂的地下洞室。锚杆不占用作业空间，隧道的开挖断面比使用其他类型支护结构时小。锚

杆和围岩之间虽然不是大面积接解，但其分布均匀，从加固岩体的角度来看，它能使岩体的强度普遍提高。

一般地说，锚杆所提供的支护抗力比较小，尤其不能防止小块塌落，所以和金属网喷射混凝土联合使用效果更佳。

锚杆的支护作用机理因隧道地质条件、锚杆配置方式、锚杆打设时机和隧道掘进方法的不同而不同。也就是说，锚杆的作用机理受着这些综合因素的制约。对于某一特定条件下的某一支锚杆来讲，往往是同时起着几种不同作用。坚硬岩石隧道围岩中锚杆所起的支护作用和在松软岩石中不同；单支零星配置的锚杆和系统配置的锚杆的支护机理也不同；隧道开挖后打设的锚杆和预支护锚杆的支护机理更是完全不同；采用人工开挖、机械开挖或钻爆开挖时，由于引起围岩中的动力特性不同，所采用的预支护锚杆的支护作用也各不相同。

一般认为，隧道开挖后打设锚杆，由于锚杆具有抗剪能力从而提高了围岩锚固区的 c、φ 值，尤其在节理发育的岩体中，加固作用更加明显。此外，锚杆具有加固不稳定岩块起到悬吊作用（图 5-7）；在层状岩体中系统配置锚杆起到组合梁作用，形成锚杆加固范围内的承载环及内压作用（限制围岩向洞室的变形）等。对于锚杆的作用，不应该单独割裂开来看待，而应当看作是这些的复合作用。由于地质条件、锚杆配置方式、锚杆类型不同，其中的某一作用可能成为主要的，其他则成为次要的。采用新奥法构筑的隧道，锚杆所起的作用主要是成拱作用和内压作用。

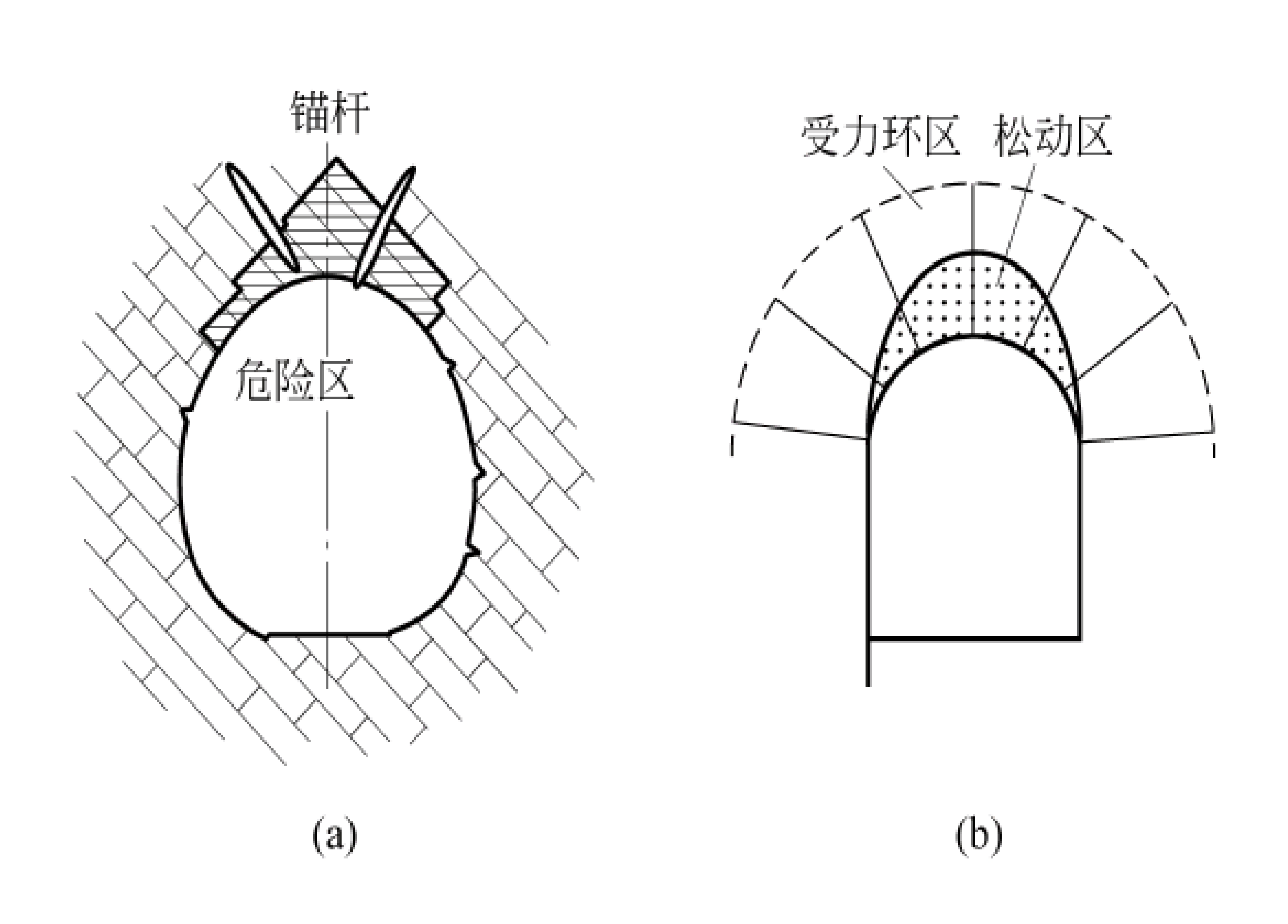


图 5-7　锚杆加固不稳定块体

岩质条件较好时，只使用喷射混凝土和锚杆就可以达到使围岩稳定的目的。岩质条件较差时，为了对围岩施加更大的约束压应力，常常采用在锚喷支护中配置金属网或立钢拱架等辅助支护方式。采用金属网和钢拱架加强支护虽然也会引起支护结构的刚度增大，但比起加大喷混凝土层的厚度所引起的刚度增大要小得多。

3. 金属网

金属网有以下三种形式：

（1）金属网板。金属网板使用薄钢板经冷冲压或热冲压制成，网眼呈菱形或方形。金属网板主要

用在第一次喷混凝土层中，其作用是改善喷混凝土层与岩面的粘结条件，防止喷混凝土层剥落，加强了喷混凝土层的效果。

(2) 焊接金属网。焊接金属网是由 ϕ6～8mm 的钢筋焊接而成的。焊接金属网是加强喷射混凝土层最常用的材料。在软弱围岩、土砂质围岩、断层破碎带处都使用这种金属网来加强喷射混凝土层。

(3) 编织金属网。编织金属网主要用于加固围岩缺陷部分和防止围岩剥落以保证施工安全，一般不用来加强喷射混凝土层。

在受力的效果上，单纯的金属网不能与钢筋混凝土中的钢筋相比，这是由于钢筋网不能承受很大的弯曲拉应力。因此，钢筋网只能视为防止喷射混凝土因塌落、收缩、振动和位移而导致裂缝，以及作为改善喷射混凝土受力性能的构造钢筋。当支护结构由钢拱架、钢筋网和喷射混凝土构成时，可将钢筋网的部分视为受力钢筋。

4. 钢拱架

钢拱架基本上有两种形式，一种是用型钢做成的钢拱，另一种是用钢筋焊成的格栅拱，其形状与开挖断面吻合。它们都可以迅速架设，并能提供足够的支护抗力。钢拱架与围岩的接触条件取决于楔块的数目和楔块张紧的程度。现在主要是用来作为早期支护，但在大多数情况下都是将它灌入混凝土作为永久支护结构的一部分。

需要采用钢拱架作为辅助支护的隧道，在构筑喷射混凝土层后的数小时内，喷层还不能提供足够的强度，这时主要由钢拱架承受由喷层传递的围岩荷载，以保证隧道稳定，减缓内空变位速度。随着喷射混凝土层凝结硬化和强度逐渐增长，围岩荷载就由喷射混凝土、钢拱架和锚杆共同承担，因此，钢拱架又可以防止锚杆出现超负荷现象。钢拱架常因承受荷载而发生较大的变形，因而制造钢拱架的钢材要有较好的韧性；为了便于进行冷加工，钢材的延伸率要大；为了便于拱架焊接，钢拱架要有良好的焊接性能；为了防止钢拱架过早地发生绕 y 轴方向的压屈破坏，制造钢拱架的型钢截面几何图形对 x 轴和 y 轴的截面系数比不能大于 3，即 $W_x/W_y \leqslant 3$。

目前经常应用的钢拱架有下列两种：

普通钢拱架。用于地下工程的普通钢拱架具有固定节点，这种钢拱架的型钢截面为 H 形。工字钢和旧轨条可用来制造钢拱架，虽然它们对两个对称轴的截面系数比相差较大，较易发生绕长轴方向的压屈，但由于旧轨条的价格比较便宜，故常用旧轨条加工钢拱架。

普通钢拱架可以在隧道全断面范围内使用，也可以只在分台开挖方式的上半断面使用。但不论是在全断面还是在上断面使用，钢拱架都是永久支护结构的一个组成部分。一般情况下，喷射混凝土层的厚度都大于钢拱架型钢截面的高度，所以采用钢拱架都能很好地埋在喷射混凝土层之中。假如喷射混凝土层的厚度小于型钢截面的高度，在喷射混凝土施工时，应把钢拱架处的喷射混凝土层局部加厚，这样处理可以防止发生喷射混凝土层剥落。在使用钢拱架时，应特别注意喷射混凝土层与岩面间不能出现悬空现象。

可缩性钢拱架。可缩性钢拱架是有滑动节点的钢拱架。在膨胀性地层中构筑隧道，围岩发生较大的内空变位时，为保持支护结构的柔性，常常使用可缩性钢架。这种拱架有两个或数个滑动节点，施工

中在岩压作用下，当拱架的轴向压力达到一定数值时，滑动节点可以滑动，使拱架在承受荷载时与隧道的内空变位相适应，此拱架的型钢是专门生产的。

施工中欲使用可缩性钢拱架时，在构筑喷射混凝土层时应在全断面上留出变形带，变形带的数量及宽度应根据滑动节点及节点滑动量来定，变形带处的喷射混凝土层待隧道内空变位稳定后再补充施作。

5.4.3 支护结构抗力设计计算

1. 混凝土或喷射混凝土结构抗力设计计算

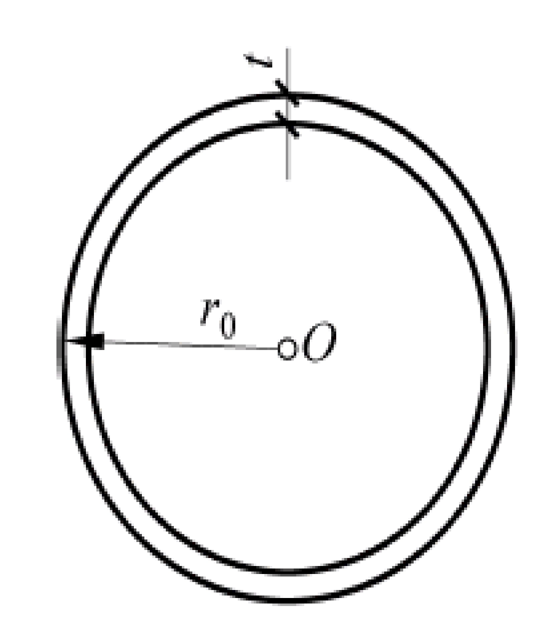


图 5-8 封闭圆环衬砌

(1) 当喷层厚度 $t \leqslant 0.04r_0$，可采用薄壁圆筒(图 5-8)计算公式，即

$$K_c = \frac{E_c t}{r_0(1-\mu_c^2)} \tag{5-1}$$

可提供的最大支护抗力 $p_{con,max}$ 为

$$p_{con,max} = \frac{tf_c}{r_0} \tag{5-2}$$

式中：E_c、f_c——混凝土或喷射混凝土的弹性模量和抗压强度，MN/m^2。

(2) 当 $t > 0.04r_0$ 时，应按厚壁圆筒公式计算，即

$$K_c = \frac{E_c(r_0^2 - r_1^2)}{r_0(1+\mu_c)[(1-2\mu_c)r_0^2 + r_1^2]} \tag{5-3}$$

$$p_{con,max} = \frac{\sigma_z r_0 K_c(1+\mu)}{E + r_0 K_c(1+\mu)} \tag{5-4}$$

(3) 对于圆形衬砌和超挖量不大的巷道，可按霍克—布朗公式计算，即

$$K_c = \frac{E_c[r_0^2 - (r_0 - t)^2]}{(1+\mu)[(1-2\mu)r_0^2 + (r_0-t)^2]} \tag{5-5}$$

衬砌上所产生的支护抗力

$$p_{con,max} = \frac{f_c}{2}\left[1 - \frac{(r_0-t)^2}{r_0^2}\right] \tag{5-6}$$

2. 灌浆锚杆支护设计

灌浆锚杆的支护特性是比较复杂的，它对围岩变形的约束能力是通过锚杆与胶结材料之间的剪应力来传递的。所以，围岩在向隧道内变形的过程中，锚杆始终受拉(图 5-9)。同时，锚杆所能提供的约束力必然与灌浆的质量有关。因此，目前评价锚杆力学特征需通过拉拔试验得到的拉拔荷载与位移的关系来确定。这种关系常常表现是非线性的，它表明拉拔荷载与锚杆本身的强度、直径、长度以及使围岩与锚杆胶结在一起的材料(砂浆或树脂)的强度等有关。在无试验的条件下，可以经验地用图 3-19 表示的物理概念表达灌浆锚杆的支

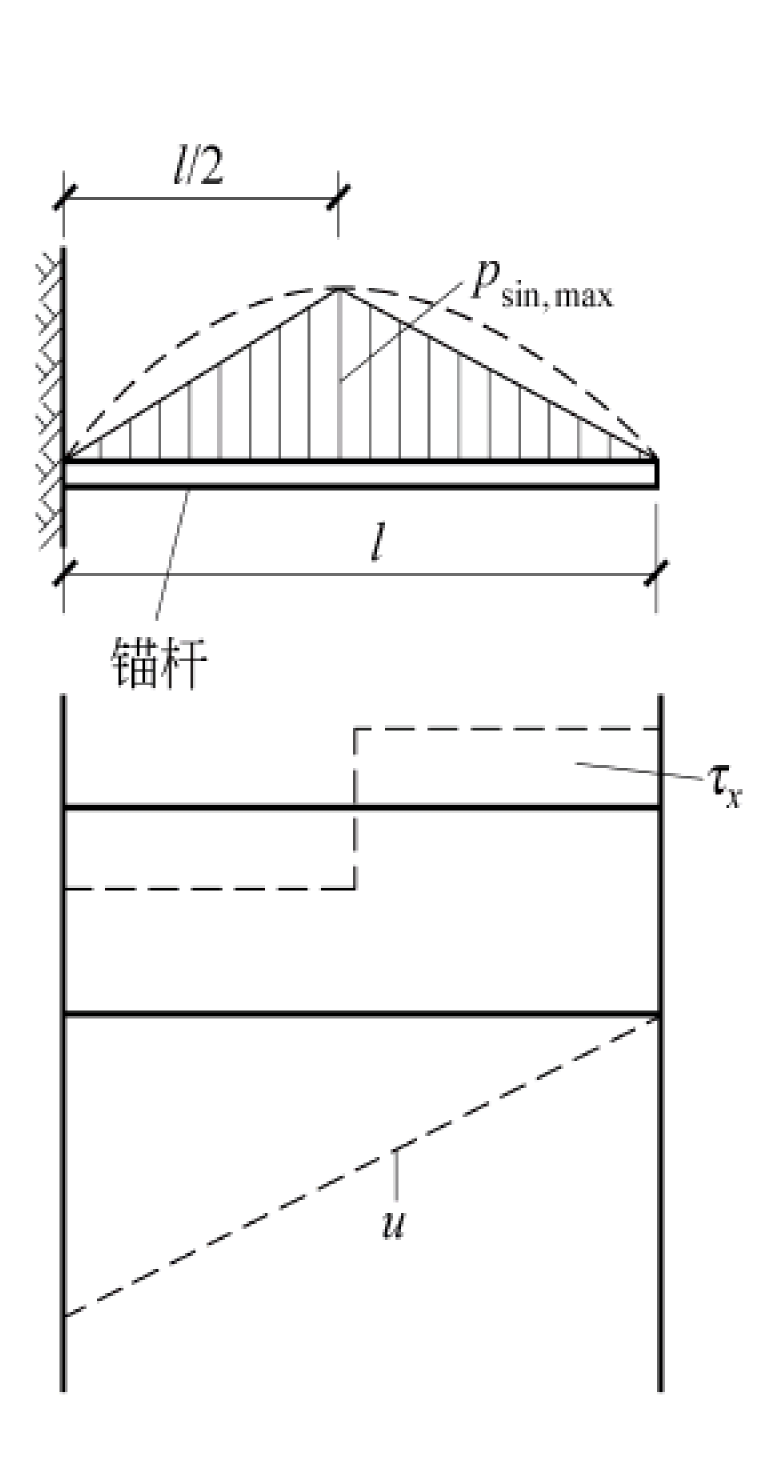


图 5-9 灌浆锚杆轴力、剪应力及位移分布

护刚度。若假定锚杆的粘结力是沿隧道周边非均匀分布(图 5-9),且其破坏形式是胶结材料与孔壁脱离时,其计算如下

$$p_{\text{sin},\max} = \pi d_c \tau l m_y \tag{5-7}$$

式中:τ——胶结材料与孔壁围岩的单位黏结力,其值与围岩强度、胶结材料的性质、施工质量等有关,一般情况砂浆与石灰岩的黏结力约为 1.5～2.0MPa,与页岩的胶结力约为 1.0～1.2MPa;

d_c——锚杆孔直径,m;

l——锚杆的长度,m;

m_y——工作条件系数,取 0.75～0.90。

灌浆锚杆的刚度

$$K_b = \frac{p_{\text{sin},\max}}{u_{r_0,\max}} = \frac{E_b \pi d_b^2}{2l} \frac{r_0}{S_v S_h} m_y \tag{5-8}$$

式中:E_b——锚杆的弹性模量,MN/m^2;

d_b——锚杆的直径,m;

S_v、S_h——锚杆的布置参数,m。

由公式(5-8)可见,在锚杆直径一定的情况下,锚杆长度增加时,锚杆的刚度 K_b 和锚杆所提供的支护抗力反而减小,这是不合理的。

不同类型锚杆的支护刚度的表达式不同,不同的破坏形态时锚杆的最大承载力也不同。

总的说来,由计算得出锚杆所提供的支护抗力较小,而支护实践却一再说明锚杆支护的巨大效果。因此,这个问题尚需进一步研究。

3. 不注浆锚杆的有效支护设计计算

不注浆的机械式锚杆或化学锚固式锚杆的有效支护取决于锚头、垫板和锚杆端部的变形特性。

由于岩体的变形会使锚杆承受荷载。因此,给安装后的锚杆施加预拉力不要过大,否则锚杆承受岩体载荷的剩余能力就会太小。

对于不注浆的机械式锚杆,如果荷载超过杆体强度就会突然发生破坏。通常,杆体发生破坏不在锚头螺栓端,就在垫板螺纹端。如果锚杆破坏系起因于锚头滑动,则破坏过程一般是逐渐发展起来的。

不注浆的机械式锚杆或化学锚固式锚杆的刚度可用下式确定

$$\frac{1}{K_b} = \frac{S_c S_l}{r_0}\left[\frac{4l}{\pi d_b^2 E_b} + Q_l\right] \tag{5-9}$$

式中:S_c——沿巷道周边的锚杆间距,m;

S_l——沿巷道纵向的锚杆间距,m;

Q_l——与锚头、垫板和锚杆端部的荷载—变形特性有关的量,见表 5-2。

因岩体变形在锚杆中可能产生的最大支护压力可用下式确定

$$p_{\text{sout},\max} = \frac{T_{bf}}{S_c S_l} \tag{5-10}$$

式中：T_{bf}——锚杆系统的最终强度，其值由在设计使用锚杆支护的同类岩体中进行拔出试验而定，MN。

表 5-2 中列出了几种机械式锚杆和化学锚固式锚杆的典型 Q_l 值和拔出强度值。

表 5-2 几种机械式锚杆和化学锚固锚杆的典型 Q_l 值和拔出强度值

锚杆直径/mm	锚杆长度/m	锚头类型	岩石种类	T_{bf}/MN	Q_l/(m/MN)
16.0	1.83	胀壳式	页岩	0.058	0.241
25.4	1.83	树脂锚固	页岩	0.160	0.020
22.0	3.00	胀壳式	片麻岩	0.214	0.32
22.0	3.00	胀壳式	砂岩	0.196	0.042
22.0	3.00	胀壳式	砂质页岩	0.127	0.069
25.4	6.00	胀壳式	块状片麻岩	0.323	0.051
25.4	1.83	胀壳式	花岗岩	0.254	0.143
25.4	1.83	树脂锚固	花岗岩	0.285	0.018

4. 加背板刚支架的有效支护设计计算

加背板刚支架的刚度可由下式确定

$$\frac{1}{K_s}=\frac{S_l r_0}{E_s A_s}-\frac{S r_0^3}{E_s I_s}\left[\frac{\theta(\theta+\sin\theta\cos\theta)}{2\sin^2\theta}-1\right]-\frac{2S\theta t_B}{E_B W_b^2} \tag{5-11}$$

式中：S_l——沿巷道长度的支架间距，m；

θ——背板塞紧点之间的圆心角之半（弧度），见图 5-10；

r_0——加背板的钢支架半径，m；

W_b——支架翼缘宽度，m；

A_s——钢支架横截面面积，m^2；

I_s——钢支架的截面惯性距，m^4/m；

E_s——钢支架的弹性模量，MN/m^2；

t_B——背板厚度 m；

E_B——背板材料的弹性模量，MN/m^2。

图 5-10 加背板的钢支架

假设背板断面为矩形，且边长等于 W，则支架能承受的最大支护压力为

$$p_{ss,max}=\frac{3A_s I_s f_y}{2Sr_0\theta\{3I_s+h_x A_s[r_0-(t_B+0.5h_x)](1-\cos\theta)\}} \tag{5-12}$$

式中：f_y——钢筋的屈服强度，MN/m^2；

h_x——型钢的高度，m。

5.4.4 组合支护体系特性

当两种支护体系，例如锚杆和喷射混凝土联合成为一个支护体系且同时架设，可假定组合支护体系的刚度 K' 等于每个组成部分刚度的总和，即

$$K' = K_1 + K_2 \tag{5-13}$$

式中：K_1——第一系统的刚度；

K_2——第二系统的刚度。

此时，组合支护所提供的支护抗力也是两者之和。非同时架设的有另外的计算公式，请见相关专著。

在已知支护结构的刚度后，根据式(3-71)即可画出支护结构提供的支护抗力和它的径向位移 u_{r_0}/r_0 的关系曲线。

例 5-1　某锚喷联合支护隧道，$r_0=5.0\text{m}$、$E_c=24\text{GPa}$、$f_c=40\text{MPa}$、$d_s=0.2\text{m}$、$E_b=2.1\times10^5\text{MPa}$、$S_a=S_b=1.0\text{m}$、$l=3.0\text{m}$、$d_b=22\text{mm}$，试画出锚杆和喷射混凝土支护结构曲线图。

解　按公式(5-1)、式(5-8)和式(5-13)绘出的各类支护结构的 p_a-u_{r_0}/r_0 如图 3-20。该图表示支护结构所能提供的支护抗力随支护结构的刚度而增大。所以，这条曲线又称为“支护补给曲线”或称为“支护特征曲线”。

通常支护结构都是在洞室围岩已经出现一定量值的收敛变形后才架设的。若用 u_0 表示初始位移，则支护结构的支护抗力与径向位移 $u_{r_0}^{c_0}$ 的关系可写成

$$p_a = \frac{K(u_{r_0}^{c_0} - u_0)}{r_0} \tag{5-14}$$

同时，也应将支护补给曲线的起点移到$(0, u_0)$处。

5.4.5 圆形隧道 ETD 2006 支护设计数值模拟

现在许多软件都能够对支护特性进行可视化模拟，不同形状的隧道采用等代圆后的圆形隧道可以采用 ETD 2006 支护软件进行数值模拟，图 5-11 就是等代圆半径为 3.13m 的支护前后隧道塑性区变化图。图中表明增加支护抗力后，塑性区范围明显减少。

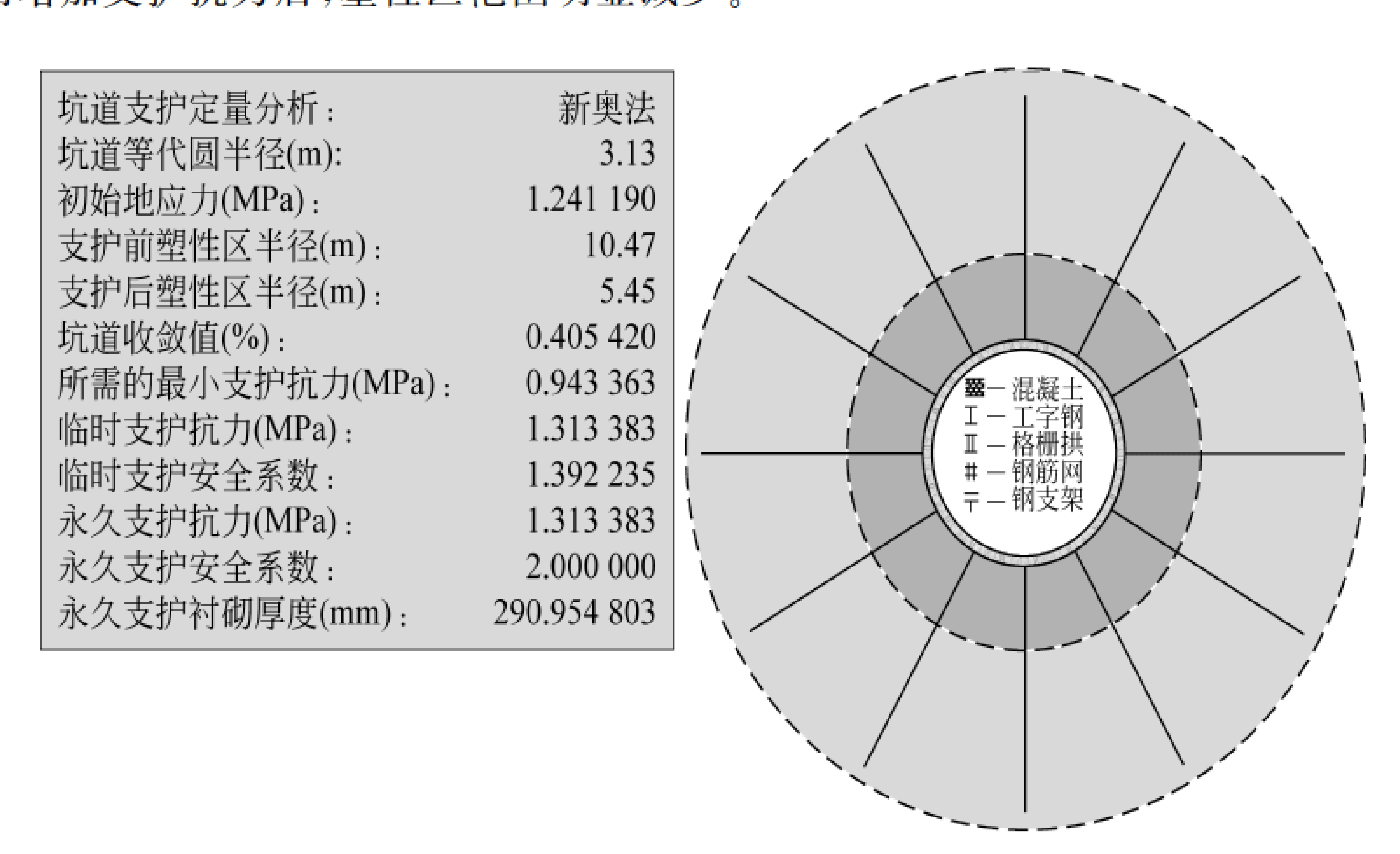


图 5-11　ETD 2006 支护设计数值模拟

5.5 隧道工程注浆加固设计

5.5.1 概述

1. 注浆加固的概念

注浆加固是岩土工程学的一个分支。像土力学等其他学科一样,注浆加固技术已由经验方法逐步完善成为一门具有理论的技术学科。

注浆(injection grout),又称为灌浆(grouting),它是利用压力将能固化的浆液通过钻孔注入岩土孔隙或构筑物的裂隙中,使岩土体或构筑物的物理力学性能得到改善的一种方法。注浆技术涉及化学、流体力学、工程地质学、水文地质学、土力学、岩石力学、材料力学、工程机械学、勘探地球物理学等学科,而且还和液压技术、泵技术、射流技术、电子技术息息相关。

注浆加固技术是一门古老而又新型的技术,随着化学、材料、机械、电子、计算机等工业和工程技术的发展及建设工程的大量需求,注浆加固技术也必将以更高的速度向前发展。

2. 注浆的目的

(1) 防渗。降低岩土的渗透性,消除或减少地下水的渗流量,提高岩土的抵抗渗透变形能力。如水电工程坝基、坝肩和坝体的注浆防渗处理。

(2) 堵水。截断水流,改善工程施工、运行条件。如井壁等地下工程漏水的封堵。

(3) 固结。改善岩土或结构的力学性能,恢复其整体性。

(4) 防止滑坡。提高边坡岩土体的抗滑能力。

(5) 降低地表下沉。降低或均化岩土的压缩性,提高其变形模量。

(6) 提高地基承载力。提高岩土的力学强度。

(7) 回填。充填岩土体或结构的孔洞、缝隙,防止塌陷,改善结构的力学条件。

(8) 加固。恢复结构的整体性和力学性能。

此外,减小挡土墙上土压力、防止岩土的冲刷、消除砂土液化、纠正建筑物偏斜等都可采用注浆法。工程实践中,注浆的目的并不是单一的,在达到某种目的的同时往往收到其他几个方面的效果。

3. 注浆法分类

注浆法按浆材品种可分为水泥注浆、化学注浆和混合注浆等;按工程属性可分为坝基注浆、隧洞注浆和基坑注浆等;按注浆对象可分为岩石注浆、砂砾注浆和黏土注浆等;按注浆功能则可分为防渗注浆、加固注浆和基础托换注浆等。不管属于哪一类注浆,其实质都是为了减少物体的渗透性以及提高物体的力学强度和抗变形能力,所以都可以归属于防渗注浆和加固注浆的范畴。

加固注浆和防渗注浆虽然目的不同,所用注浆材料和工艺也有些差异,但这两种注浆法所用的浆材都具有一定的力学强度,而且注浆效果都必然会减少物体的孔隙率和提高物体的密度,所以防渗注浆和

加固注浆的功能总是并存的，有时只需采用强度很低的防渗材料，就能解决工程中的力学问题。

根据注浆机理的不同，可将注浆法分为：

(1) 充填注浆。用于巷道、隧道背面、构筑物基础下的大空洞以及土地中大孔隙的回填注浆。其目的在于加固整个土层以及改善土体的稳定性。这种注浆法主要是使用水泥浆、水泥黏土浆等粒状材料的混合浆液。一般情况下注浆压力较小，浆液不能充填细小孔隙，所以止水防渗效果较差。若以高标准止水防渗为目的，注浆前应结合工程状况、涌水位置、涌水量等条件，选择适当的注浆方法及注浆材料。

(2) 劈裂注浆和脉状注浆。劈裂注浆或脉状注浆是在较高的注浆压力下，把浆液注入到渗透性小的土层中，浆液扩散呈脉状分布。不规则的脉状固结物和由于浆液压力而挤密的土体以及不受注浆影响的土体构成的复合地基，可具备一定的承载能力，其改善的程度则随脉状分布而不同。在浅层的水平浆脉，由于注入压力作用可使地面隆起，往往影响附近构筑物的稳定性。

(3) 基岩裂隙注浆。基岩中存在的裂隙使整个地层强度变弱或形成涌水通道，在这种裂隙中进行的注浆称为裂隙注浆，多用于以止水或加固为目的的岩石坝基防渗和加固以及隧洞、竖井的开掘。

(4) 渗透注浆。渗透注浆是使浆液渗透扩散到土粒间的孔隙中，凝固后达到土体加固和止水的目的。浆液的性能、土体孔隙的大小、孔隙水、非均质性等方面对浆液渗透扩散有一定的影响，因而也就必将影响到注浆效果。

(5) 界面注浆、接缝注浆和接触注浆。界面注浆、接缝注浆和接触注浆是指在层面或界面注浆，向成层土地基或结构界面进行注浆时，浆液首先进入层面或界面等弱面，形成片状的固结体，从而改善层面或界面的力学性能。

(6) 混凝土裂缝注浆。受温度、所承受的荷载、基础的不均匀沉降及施工质量等的影响，所产生的混凝土裂缝和缺陷，往往可通过注浆进行加固和防渗处理，以恢复结构的整体性。

(7) 挤密注浆。当使用高塑性浆液，地基又是细颗粒的软弱土时，注入地基中的浆液在压力作用下形成局部的高压区，对周围土体产生挤压力，在注浆点周围形成压力浆泡，使土体孔隙减少，密实度增加。挤密注浆主要靠挤压效应来加固土体。固结后的浆液混合物是一个坚硬的压缩性很小的球状体，它可用来调整基础的不均匀沉降，进行基础托换处理以及在大开挖或隧道开挖时对邻近土体进行加固。

根据注浆压力的不同，可将注浆法分为静压注浆和高压喷射注浆两大类。

(1) 静压注浆

静压注浆一般压力较低，注浆压力随着浆流遇到的阻力增大而升高，浆液注入后为流动状态。因此，将其称为静压注浆，通常所说的注浆泛指静压注浆。根据地质条件、注浆压力浆液对土体的作用机理、浆液的运动形式和替代方式可将静压注浆分为四种：

① 充填或裂隙注浆(fill or fissure grouting)。大洞穴、构造断裂带、隧道衬砌壁后注浆，岩土层面、岩体裂隙、节理和断层的防渗、固结注浆。

② 渗透注浆(permeation grouting)。在不破坏地层颗粒排列的条件下，浆液充填于颗粒间隙中，将颗粒胶结成整体。渗透注浆的必要条件是浆液的粒径远小于土颗粒的粒径。

③ 压密注浆(compaction grouting)。压密注浆是注入极稠的浆液，形成球形或圆柱体浆泡，压密周

围土体，使土体产生塑形变形，但不使土体产生劈裂破坏。

④ 劈裂注浆（hydrofracture grouting）。劈裂注浆是浆液在孔内随着注浆压力的增加，先压密周围土体，当压力大到一定程度时，浆液流动使地层产生劈裂，形成脉状或条带状胶结体。劈裂注浆主要用于土体加固，但是在20世纪60～70年代，水电部门将劈裂注浆用于土坝坝体和软弱地基的防渗处理。劈裂注浆也用于裂隙岩体的防渗和补强。高压劈裂注浆在软弱岩层内多发生水力劈裂后的浆液充填。裂隙岩体内浆液在缝隙内流动给两壁岩石以压缩应力，产生扩缝效应使浆液继续充填。高压劈裂注浆可提高注浆效果。

（2）高压喷射注浆

高压喷射注浆法一般压力较高（20～70MPa），流体在喷嘴外呈射流状。根据喷射管的类型，高压喷射注浆的分类如图5-12所示。

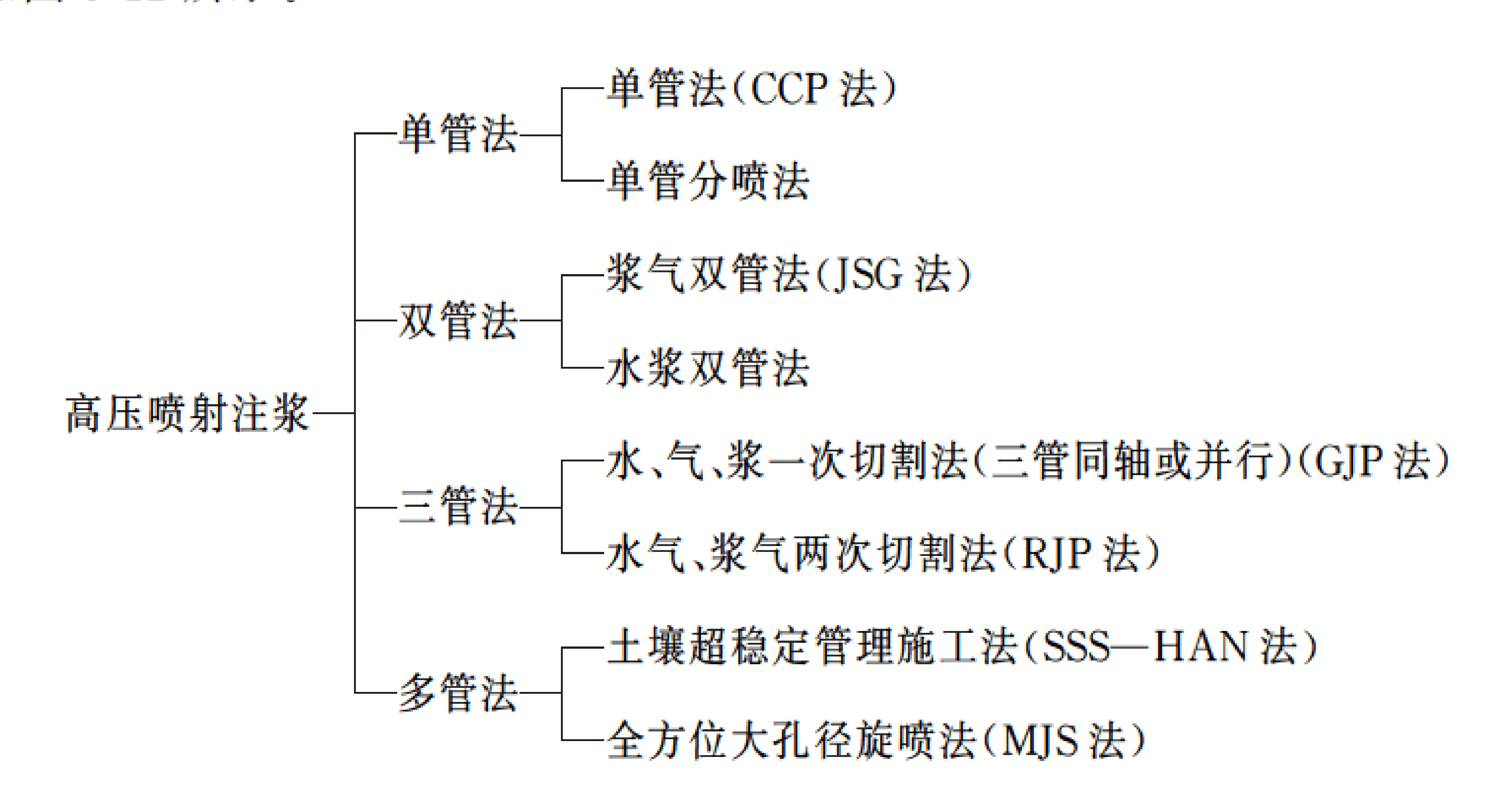


图5-12 高压喷射注浆的分类

4．注浆法应用范围

注浆法在土木工程的各个领域中，特别是在水电工程、地下工程中得到了广泛的应用，已成为不可缺少的施工方法。它的应用主要有以下几个方面：

（1）建筑物地基的加固——提高地基承载力，提高桩基承载力；

（2）土坡稳定性加固——提高土体抗滑能力；

（3）挡土墙后土体的加固——增加土的抗剪能力，减少土压力；

（4）已有建筑混凝土裂缝缺陷的修补——混凝土构筑物补强；

（5）坝基的加固及防渗——提高岩土体密实度，改善其力学性能，减少透水性，增强抗渗能力；

（6）地下构筑物的止水及加固——增强土体的抗剪能力，减少透水性；

（7）井巷工程中的加固及止水——改善巷道围岩的物理力学特性；

（8）裂隙岩体的止水和破碎岩体的补强——提高岩体整体性；

（9）动力基础的抗震加固——提高地基土抗震能力。

5.5.2 注浆设计方法

（1）注浆设计方法首先要调查围岩特性，确定围岩注浆范围。围岩中遇到的地质缺陷，如节理裂

隙、断裂构造、软弱夹层、侵蚀层面、断裂构造的交汇带等是注浆处理的重点，一般都要进行注浆处理。设计中还要注意开挖引起的岩石松动裂隙，注浆孔深至少要稍大于松动范围。

(2) 岩体渗透性确定，确定注浆的具体部位、深度和注浆孔排数。岩体中各种不连续面的存在决定了岩体的渗透性，关于围岩渗透性的信息是注浆设计的基本资料。关于注浆设计的注浆孔的排数取决于围岩的性质、裂隙性状、裂隙的充填物和它的侵蚀性。

(3) 确定注浆试验的具体要求并检测试验效果。由于注浆工程是隐蔽工程，岩体地质情况又复杂多变，仅仅依靠地质勘探资料和已有的经验进行灌浆设计是不够的，还必须通过现场注浆试验进行论证和修正。

(4) 根据试验效果，对具体参数进行优化设计，确定注浆材料、注浆压力等。根据上述的结果，结合岩体裂隙的倾角、宽度、张开度、密集度、连通性、充填和溶蚀等对注浆设计中的注浆材料和工艺选择进行分析，对具体参数进行优化设计。

5.5.3 注浆加固设计计算

1. 注浆加固工程调查

在进行注浆设计之前，要进行工程地质和岩土工程性质的调查。调查的范围是地层需要处理的范围。

工程调查的目的是解决以下三个问题：

(1) 地层能否采用注浆处理；

(2) 地层注浆处理时，需要何种浆液材料、采用多大压力、注多少浆液；

(3) 能预计地层注浆处理后，强度增加或渗透性减小的程度。

工程调查的内容包括以下几点：

(1) 注浆区的地质构造及浆液可能流失的通道和空穴；

(2) 地质分层及需要注浆处理地层的土质或岩性特征；

(3) 调查需要处理地层的强度或渗透程度；

(4) 调查构筑物的损害程度和注浆会对周围构筑物的影响；

(5) 调查注浆过程中，废浆排放对环境的影响和注浆后地下水位的变化对邻近居民饮水及灌溉的影响。

在砂砾沉积层中注浆，一般采用渗透注浆，因而要获得每一层的渗透系数、孔隙率、孔隙的大小、地下水位及流速、流向和水的化学性质等资料。土的颗粒大小是选择浆液类型和可注性的衡量指标。地层的孔隙率决定着浆液的消耗量。渗透系数的大小影响浆液的注入速率。

对黏性土注浆加固，多采用劈裂注浆，土体的力学特性对注浆较为重要。对于裂隙岩体注浆，要了解注浆部位是属于断层破碎带还是软弱层，查明其产状及分布范围；要了解结构面的渗透几何参数等。

调查中的试验内容分为室内土工试验和现场试验，试验内容见表 5-3。

表 5-3　注浆调查的试验内容

室内土工试验	现场试验
① 土颗粒分析 ② 孔隙率 ③ 透水系数 ④ 土的含水量 ⑤ 土的密度与土颗粒比重 ⑥ 有机质含量 ⑦ 土的力学性质试验	① 地基强度方面：动力触探、静力触探、旁压试验 ② 水力学性质方面：抽水、压水试验 ③ 水流、水质方面：地下水流向、流速、水的 pH 值和离子含量 ④ 节理裂隙统计：节理的组数、产状、密度、宽度、粗糙度等 ⑤ 岩体力学性质：裂隙的水力劈裂、断裂指数

2. 注浆加固试验

1）注浆试验的目的及内容

注浆试验的目的及内容见表 5-4。

表 5-4　注浆试验的目的及内容

<table>
<tr><td rowspan="7">注浆试验的研究目的及内容</td><td>研究注浆管的入土方式</td><td colspan="2">震动入土法；射水入土法；旋转入土法</td></tr>
<tr><td>注浆材料的选择</td><td colspan="2">注浆材料的性质试验
注浆模拟试验</td></tr>
<tr><td>研究注浆工艺</td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td rowspan="2">研究注浆效果</td><td>降低渗透性</td><td>现场抗渗试验
取样抗渗试验</td></tr>
<tr><td>强度提高值</td><td>标准贯入试验
静力触探
荷载试验
取样强度试验
弹性波探测</td></tr>
<tr><td>研究对周围环境的影响</td><td colspan="2">周围地层的变形
周围建筑物的变形
地下水质变化</td></tr>
</table>

2）注浆孔的布置

注浆试验时，试验孔的布置分单孔注浆和群孔注浆两种方式。单孔试验用来检查设备能力是否满足试验要求，获得注浆的难易程度、注浆量和注浆压力等参数。群孔试验主要是检验各种试验效果。注浆孔的布置如图 5-13 所示。

3. 注浆加固参数设计

1）注浆加固范围的确定

(1) 土质隧道的注浆加固

隧道开挖后，拱顶部的松动范围

$$h=\frac{D}{2}\left[1+\sin\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)\right] \tag{5-15}$$

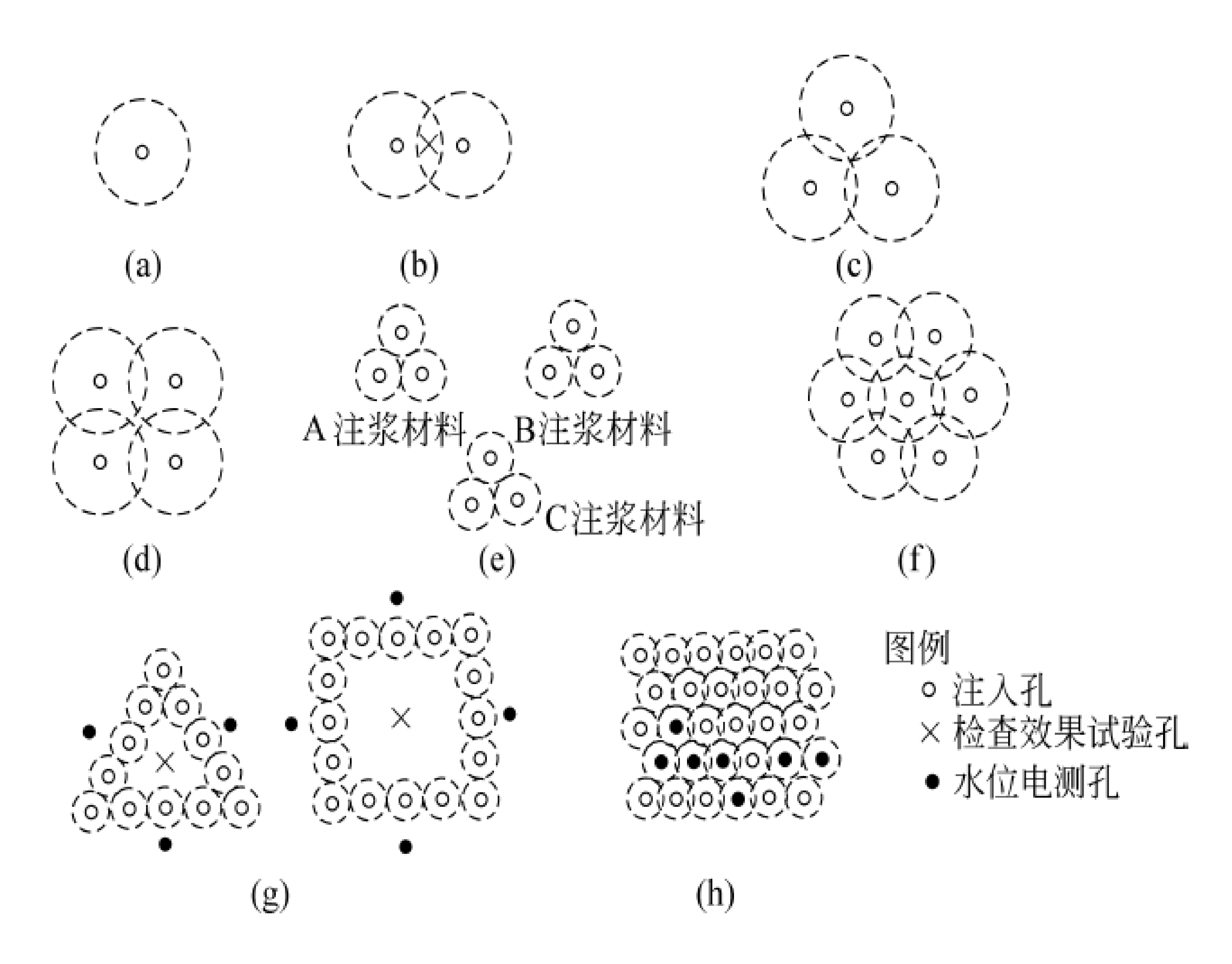


图 5-13　各种注浆孔的布置方式

(a) 单孔注浆试验；(b) 二个注浆孔的试验；(c) 正三角形顶点注浆试验；
(d) 正方形顶点上注浆试验；(e) 各种注浆材料的比较试验；(f) 各种效果的检查；
(g) 检查隔水墙注浆的效果；(h) 大规模的注浆试验

$$B_0 = D\cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \tag{5-16}$$

$$B = B_0 + 2h\ \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \tag{5-17}$$

$$h_0 = \frac{B}{2K\ \tan\varphi}\left(1 - e^{-K\ \tan\varphi\frac{2H}{B}}\right) \tag{5-18}$$

式中：B——松动区宽度，m；

h_0——松动区高度，m；

D——隧洞直径，m；

K——土压力系数；

H——覆盖层厚度，m；

h——滑动面高度，m；

φ——土的内摩擦角，(°)。

在拱顶松动区范围内注浆，注浆范围如图 5-14 所示，拱顶松动土压力如下：

$$p_0 = h_0\left(\gamma - \frac{c}{B}\right) = \frac{B(1 - c/B)}{2K\ \tan\varphi}\left(1 - e^{-K\ \tan\varphi\frac{2H}{B}}\right) \tag{5-19}$$

式中：γ——单位土体的重度，kN/m³；

c——土的黏聚力，kPa。

注浆后，松动范围内的 c 值增加，松动压力 p_0 减小。

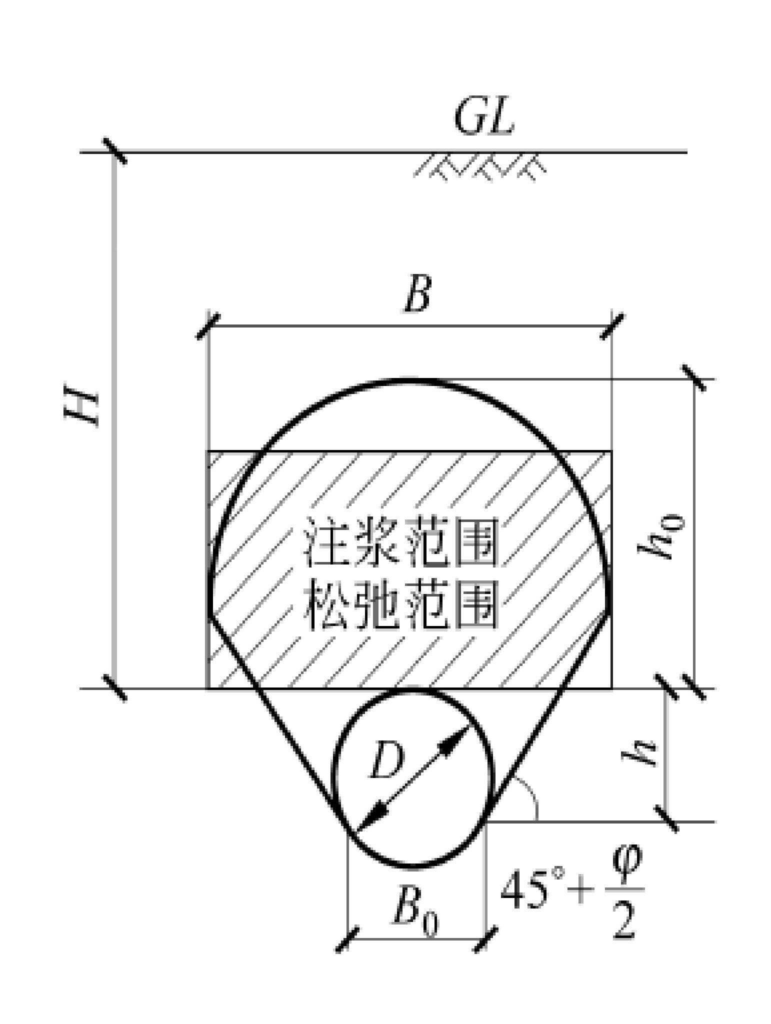


图 5-14　土质隧洞松动区注浆范围

(2) 环形隧洞注浆加固

① 均匀土质隧道超前注浆

如图 5-15 所示，应力表达式为

$$\begin{cases} \sigma_r = p_0 \dfrac{a^2 - \alpha^2}{a^2 - 1} + p_i \dfrac{\alpha^2 - 1}{a^2 - 1} \\ \sigma_\theta = p_0 \dfrac{a^2 + \alpha^2}{a^2 - 1} - p_i \dfrac{\alpha^2 - 1}{a^2 - 1} \\ a = \dfrac{r_0}{r_i} \\ \alpha = \dfrac{r_0}{r} \end{cases} \tag{5-20}$$

式中：σ_r——法向应力，MPa；

σ_θ——切向应力，MPa；

p_0——注浆范围外侧的土压力，MPa；

p_i——半径 r_i 处的假定土压力，MPa；

r_i——隧洞半径，m；

r_0——拟定注浆范围外侧半径，m；

r——计算应力点的半径，m。

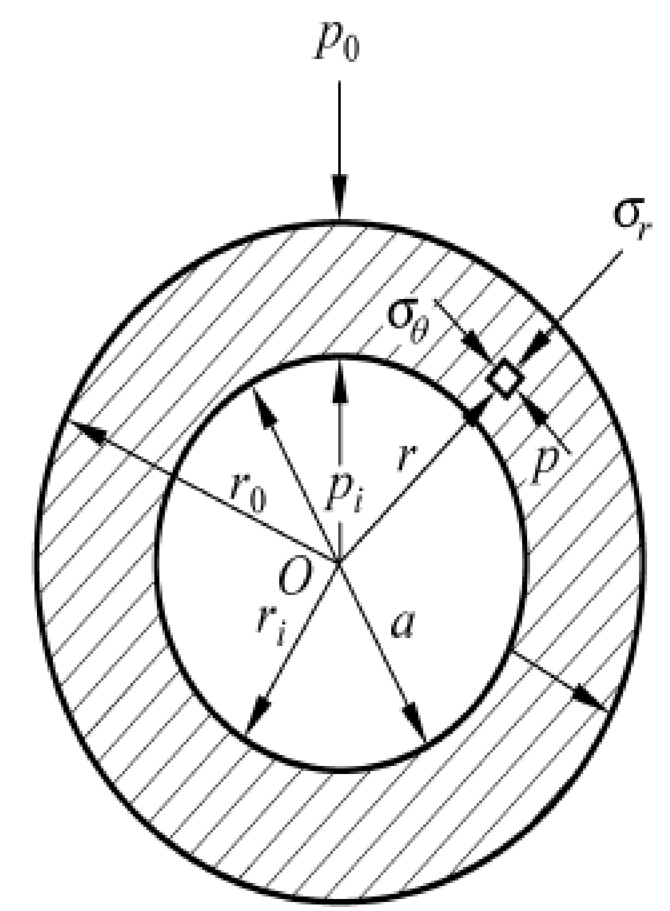


图 5-15 隧道应力图

注浆宽度为

$$w = r_0 - r_i = r_i\left[\sqrt{\frac{\sigma_c}{\sigma_c - 2p_0}} - 1\right] \tag{5-21}$$

式中：w——注浆宽度，m；

σ_c——注浆后土体的抗压强度，MN/m^2。

② 裂隙岩体围岩的注浆厚度

围岩注浆厚度可根据围岩松动圈厚度确度。围岩松动圈的厚度可以通过多点位移计测得也可用声波测试仪测得。在没有上述两种资料的情况下，可根据围岩的物理力学性质，按有关公式进行围岩松动圈厚度的计算，如修正的芬纳公式等。

在松动圈内注浆，可形成外壳支护层，它具有较大的承载能力，支护层与岩体共同作用。加固圈的半径可使加固岩石环的承载力满足或大于作用于加固壳的压力，即

$$R_G = \sqrt{\frac{r_i^2 \sigma_G}{\sigma_G - 2q_G}} \tag{5-22}$$

式中：R_G——注浆加固边界的半径，m；

r_i——隧洞(或巷道)半径，m；

σ_G——注浆加固岩石的强度，MN/m^2；

q_G——加固岩石环的承载力，MPa。

据水电部门的统计，围岩固结注浆深度在 0.5～2.0 倍隧洞半径间变化，建议按 1.3 倍隧洞半径计算。苏联在巷道注浆加固中，加固带的厚度取 3～5m，我国矿山巷道注浆加固厚度约为 2～3m。日本青

函隧道则采用了如下的经验数据：一般地质条件时，压浆半径是隧洞半径的 2～4 倍；地质条件不好时，压浆半径是隧洞半径的 3～6 倍；地质条件特别差时，压浆半径是隧洞半径的 8 倍。

2）注浆量确定

计算注浆量时应考虑注浆类型、岩土的孔隙率和裂隙率、浆液充填程度等。渗透注浆的好坏取决于渗透半径内体积土的孔隙充填程度，充填率越高，注浆效果越好。劈裂注浆的注浆量与注浆范围内浆脉的多少有关，浆脉越多，浆量也越多，注浆效果也越好，但是浆液不可能无限制地注，应该有个最佳注浆量。压密注浆的浆量和浆泡的直径有关，压密范围越大，要求的浆泡直径也越大，在不产生劈裂的条件下，浆泡直径是很有限的，浆量也有限，裂隙岩体注浆量与吸水率有关。下面分别讨论渗透注浆、劈裂注浆、裂隙岩体的注浆量计算方法。

(1) 渗透注浆的注浆量计算

常用的渗透注浆的浆量计算公式为

$$Q = \pi r^2 h_t n\alpha(1+\beta) \tag{5-23}$$

式中：r——渗透半径，m；

h_t——注浆厚度，m；

n——土体的孔隙率，%；

α——有效灌注系数；

$1+\beta$——损失系数，可取 1.1～2.0。

常见的渗透注浆地层有砂层和砂砾层，各地层的孔隙率 n 见表 5-5，灌注系数见表 5-6，灌注充填率见表 5-7。

表 5-5　地层的孔隙率 n

土　层	n	土　层	n
松散的均匀砂层	0.46	致密的均匀砂层	0.37
松散的砂砾层	0.40	致密的砂砾层	0.30

表 5-6　灌注系数 α 与浆液黏度、土质的关系

土质类型	浆液黏度/(MPa·s)		
	1～2	2～4	>4
粗　砂	1.0	1.0	0.9
细　砂	1.0	0.9	0.7
砂质土	0.9	0.7	0.6

表 5-7　不同土层的灌注充填率

土层类型	N 值	孔隙率 n/%	$\alpha(1+\beta)$/%	$n\alpha(1+\beta)$/%
松散砂质土	0～10	50	50～80	25～40
中等密实砂质土	10～30	40	50～70	20～30
密实砂质土	30 以上	30	50～65	15～20
湿陷性黄土		30～60	50～80	15～48

注：N 为标准贯入试验锤击数。

(2) 劈裂注浆的注浆量计算

对于脉状劈裂注浆，只考虑孔隙率为主体的注浆率是不能确定注浆量的。以下从三个方面来求注浆量。

① 从土的含水率来求注浆量

对于软塑性土，注浆时浆脉可以使土体发生压缩脱水，使天然含水量降低到塑限 W_p 以下，土体变为硬塑状，加之脉状浆体成网状分布于土体，使土体稳定性增加，这种注浆通常称为软土固结注浆。注浆量表示为

$$Q = V\rho = V\frac{d_g}{1+e_0}(w-w_p) \tag{5-24}$$

式中：ρ——注浆率，%；

d_g——土颗粒相对密度，kg/m^3；

e_0——初始孔隙比；

w——天然含水量，%；

w_p——土的塑限含水量，%；

V——土体体积，m^3。

② 从土被压缩的难易程度来求注浆量

浆脉的插入可认为使土颗粒间孔隙缩小，孔隙缩小的体积即为浆脉的总体积，这样可按照土的压缩指数来求注浆量

$$Q = V\frac{C_c}{1+e_1}f\lg\frac{p}{\sigma_0} \tag{5-25}$$

式中：σ_0——压缩屈服荷载，kPa；

p——注浆压力，kPa；

e_1——注浆后的孔隙比；

C_c——土的压缩指数；

f——加压系数。

③ 经验法

仍按渗透注浆公式 $Q=V\rho$ 计算，其中 $\rho=n\alpha(1+\beta)$，对于黏性土 ρ 值见表 5-8。

表 5-8 黏性土 ρ 值

		N 值	孔隙率 n/%	$\alpha(1+\beta)$/%	$n\alpha(1+\beta)$/%
黏性土	松散	0～4	60～75	30～40	18～30
	中等	4～8	50～60	20～30	10～18

工程实践经验表明，注浆量约为土体体积的 10%或更大些。比较合理的方法是在现场通过观测到的注浆压力的变化来决定注浆量。

(3) 裂隙岩体注浆量计算

① 注水泥浆液的起始水灰比

霍尔斯比于 1982 年建议根据裂隙的平均宽度选择初始水灰比,选取方法为:裂缝平均宽度 $\delta<1mm$,水灰比取 3∶1;$\delta=1mm$,水灰比取 2∶1;$\delta>1mm$,水灰比取 1∶1。还可根据相同压力条件下的钻孔压水试验资料,按照表 5-9 选择浆液的起始浓度。

表 5-9　注浆浆液的起始浓度

单位钻孔吸水量 /L·(min·m)$^{-1}$	浆液的起始浓度	
	水泥浆(水∶灰)	水玻璃∶水泥浆(体积比)
1.5	3∶1	
3.0	2∶1	
5.0	2∶1～1.5∶1	
7.0	1.5∶1～1.25∶1	
8.0	1.2∶1	0.6∶1
9.0	1∶1	0.85∶1
11.0	0.85∶1	1∶1
13.0	0.75∶1	
>15	0.6∶1	

② 注灰量的估计

水泥浆的注浆量与水灰比有很大的关系,故常将注浆量折算成注灰量或单位注灰量(每米段长的耗灰量),这样注浆量就与水灰比无关。

迪尔(Deere)于 1976 年提出单位耗浆量的分级(见表 5-10),并指出任何小于 10kg/m 的耗浆量完全是浪费时间和金钱。

表 5-10　单位耗浆量的分级

单位耗浆量/(kg·m^{-1})	分　级	单位耗浆量/(kg·m^{-1})	分　级
>400	非常高	50～25	中等低
400～200	高	25～12.5	低
200～100	中等高	<12.5	非常低
100～50	中等		

3) 注浆压力

注浆压力控制的好坏是注浆成败的关键。在不考虑边界条件下提高注浆压力,渗透注浆可以把土层颗粒孔隙中的空气和水等全部排走。劈裂注浆脉压提高后,土颗粒更加密实和固结。但是若压力超过边界条件允许的范围,就会引起地面、基础、结构物的变形和破坏。压力应控制在边界条件允许的最大注浆压力内。下面讨论最大允许注浆压力的确定。

(1) 渗透注浆

① 根据注浆试验曲线确定

注浆试验过程中,逐步提高注浆压力,可求得压力与注浆量关系曲线(见图 5-16)。当压力升至某一

数值(p_f),注浆量突然增大时,表明地层已产生劈裂,因而把这一压力值定义为最大允许注浆压力。

② 根据经验公式确定

砂砾地基注浆

$$[p_e] = C_k(0.75T + K_p\rho h)$$

或

$$[p_e] = \beta\gamma T + C_k K_p \rho h \tag{5-26}$$

式中:$[p_e]$——允许注浆压力,kPa;

h——地面至注浆段的深度,m;

C_k——与注浆次序有关的系数:次序 1 孔 $C_k=1$,次序 2 孔 $C_k=1.25$,次序 3 孔 $C_k=1.5$;

β——损失系数,在 1～3 之间变化;

T——地基覆盖层厚度,m;

K_p——与注浆方式有关的系数,自下而上 $K_p=0.6$,自上而下 $K_p=0.8$;

ρ——注浆率,%;与地层性质有关,结构疏松、渗透性强的地层取低值 0.5,结构紧密渗透性弱的地层取高值 1.0;

γ——地面以下、注浆段以上土层的重度,kN/m^3。

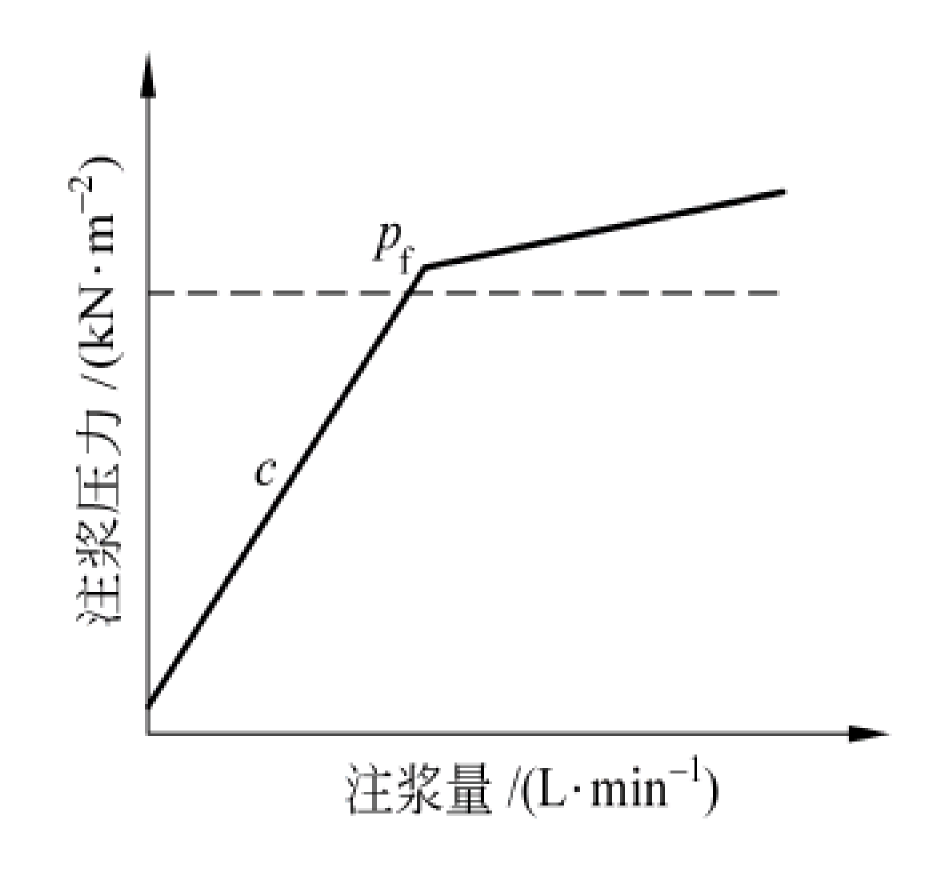


图 5-16　注浆压力和注浆量的关系

③ 根据经验值确定

最大允许注浆压力等于 1～2 倍覆盖层土压力加上上部结构的荷载压力。

(2) 劈裂注浆

最大允许注浆压力

$$p_{max} = \gamma g h + \sigma_t \tag{5-27}$$

式中:h——注浆处以上土柱高度,m;

γ——注浆地基的天然重度,kN/m^3;

σ_t——土的抗拉强度,kPa;

g——重力加速度,m/s^2。

一般软土地基中注浆压力在 0.3～0.5MPa 之间,而在隧道内突泥或塌方内劈裂注浆时,如在封闭情况下可以提高终压。

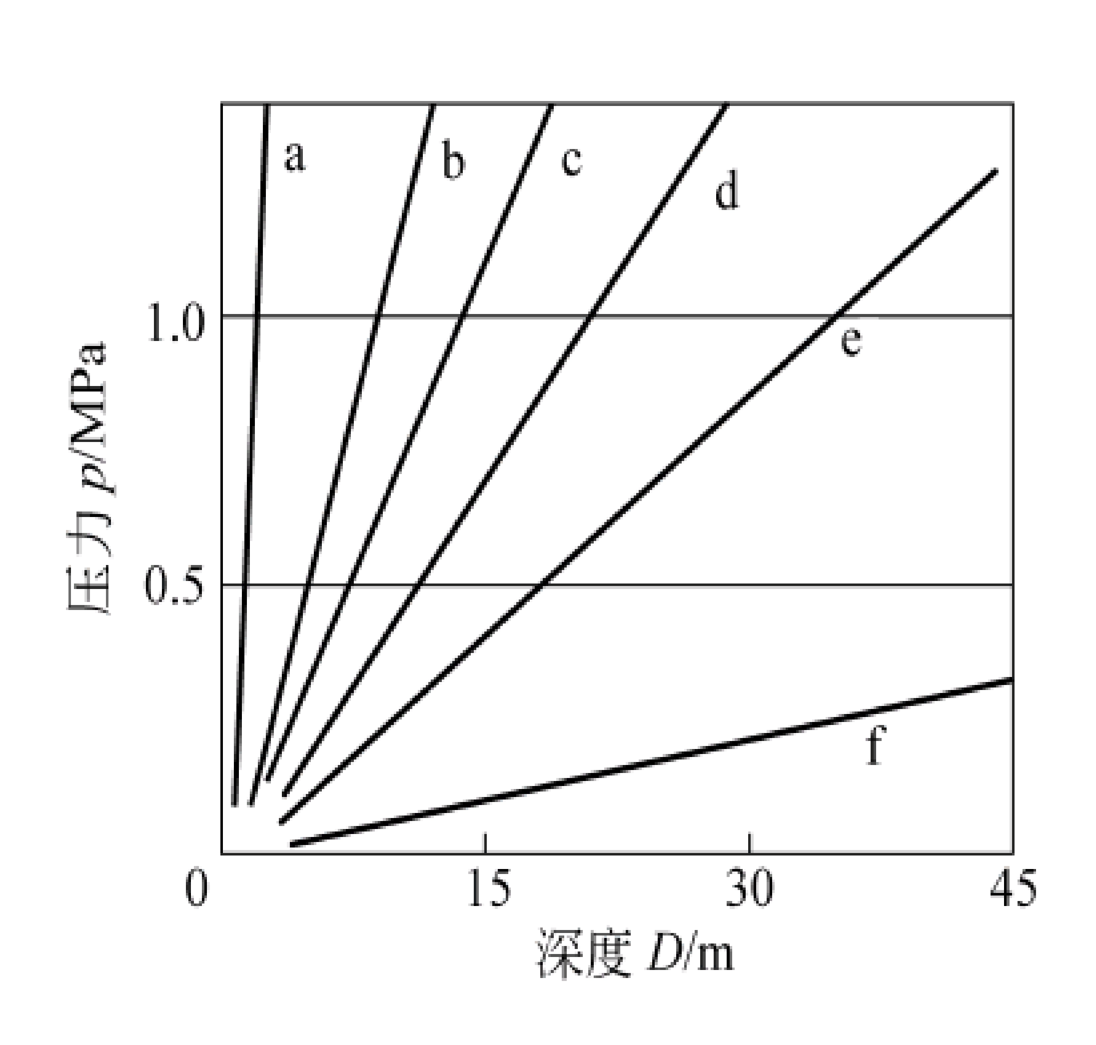


图 5-17　覆盖层厚度与允许注浆压力的经验曲线(Houbby,1991 年)

a—坚固岩石;b—欧洲的经验法则,0.1MPa/m;c—中等坚固岩石;d—软弱岩石;e—美国的经验法则,0.022MPa/m;f—很不稳定的岩石

(3) 裂隙岩体注浆

① 考虑注浆段深度和地质条件的经验曲线

图 5-17 是最大允许注浆压力的经验曲线,曲线未考虑允许压力的上限,高压力将导致地层水力劈裂,这在帷幕注浆中是不希望发生的。

② 考虑地质条件、注浆方法以及浆液浓度的经验公式

$$[p_e] = p_w + \gamma H + m(H_1 - H) - (H_1\gamma_G - H_2\gamma_w) \tag{5-28}$$

式中：$[p_e]$——最大允许注浆压力，kPa；

γ——地表面以下、注浆段以上覆盖层的重度，kN/m^3；

p_w——地下水静水压力，kPa；

H——止浆塞以上地层厚度，m；

m——允许注浆压力随深度增量，$10^2 kPa/m$，不同条件下的 m 值见表 5-11；

H_1——注浆段总深度，m；

γ_G——浆液重度，kN/m^3；

γ_w——水的重度，kN/m^3；

H_2——注浆段至地下静水位的高度，m。

表 5-11　不同条件下的 *m* 值

岩石类别	自下而上注浆		自上而下注浆	
	稀浆	稠浆	稀浆	稠浆
第一类	0.18	0.20	0.20	0.22
第二类	0.20	0.22	0.22	0.24
第三类	0.23	0.24	0.24	0.26

③ 隧洞围岩固结注浆压力

衬砌隧洞围岩固结注浆加固中，应控制注浆压力不使衬砌被挤裂，注浆压力可按下式确定

$$p_\varphi = \frac{C_k r^2 (t^2-1)}{t^2 r^2}\left\{\frac{1-N+\frac{r_H^2}{r^2}[1+N(1-2\mu)]}{N[t^2(1-2\mu)+1]}p_\theta - \frac{\sigma_R}{K}\right\} + p_w \tag{5-29}$$

$$p_D = p_\varphi + 0.25h \tag{5-30}$$

式中：p_φ——固结注浆压力，kPa；

p_D——随围岩深度增加的固结压力，kPa；

h——止浆塞深度，m；

C_k——与注浆次序有关的系数，一般取 1.5～2.5；

N——与衬砌弹性常数相关的参数，$N=\frac{K_0(1-\mu)}{r_h E}$；

E——衬砌材料的弹性模量；

σ_R——衬砌的极限抗拉强度，kN/m^2；

r_θ，r_h——衬砌的内外半径，m；

$t=\frac{r_\theta}{r_h}$；

K——衬砌的安全系数；

μ——泊松比；

p_w——地下水压力，kPa；

p_θ——切向压力，kPa。

4）注浆孔距

浆液的扩散半径与浆液的流变特性、胶凝时间、注浆压力、注浆时间等因素有关。在注浆范围和注浆半径确定后，就可以确定孔间距。确定孔间距时，既要考虑最大限度地发挥每个注浆孔的作用，减小工程造价，又要考虑孔与孔之间的相互搭接，达到均匀受浆。

对于加固注浆，一般采用等距布孔、梅花形布置方式。孔间距一般为 0.8R（R 指扩散半径），排间距为孔距的 0.87 倍。在砂性土层渗透注浆孔距取 0.8～1.2m；在黏性土层，劈裂注浆孔间距取 1.0～2.0m。

裂隙岩体的帷幕化学注浆，大都是在已做水泥注浆的基础上，以化学注浆弥补水泥注浆的不足。设计时化学注浆与水泥注浆一起考虑，水泥注浆孔和化学注浆孔间隔各一排；或者两排水泥注浆孔中间插一排化学注浆孔。化学注浆孔距为 1.0～1.5m。

5.5.4　隧道注浆加固实例分析

以内昆线（内江—昆明）曾家坪 1 号大跨车站隧道为例加以分析。该隧道进口段 90m 位于岩堆体地层中，其成分以块石为主，砂黏土充填。三线段隧道长 269m，开挖宽度 20.68m，高度 13.83m。其岩体上半部为角砾岩，以块状灰岩、泥质灰岩为主，胶结松散，自稳能力差；下部 3～5m 为断层泥，局部因断层泥隔水作用而形成上升泉。

为确定适宜的施工方法，对隧道的开挖方式进行了数值分析。用四结点单元模拟围岩和喷射混凝土，杆单元模拟锚杆，采用等效刚度法简化钢支撑结构，并加入喷射混凝土中。边界条件按浅埋隧道考虑，上边界为自由边取自地表，另三边为约束边。约束边至洞中心的距离为隧洞平均直径的 5 倍，两侧受水平约束，计算结果见图 5-18。由图 5-18 可知，底脚和侧壁应力集中，松弛范围较大，在Ⅳ级围岩条件下，采用台阶法侧壁出现塑性破坏；设置仰拱后，塑性范围变小。双侧壁导坑法支护系统有较大的安全储备，因而实际工程采用双侧壁导坑法施工，见图 5-19。

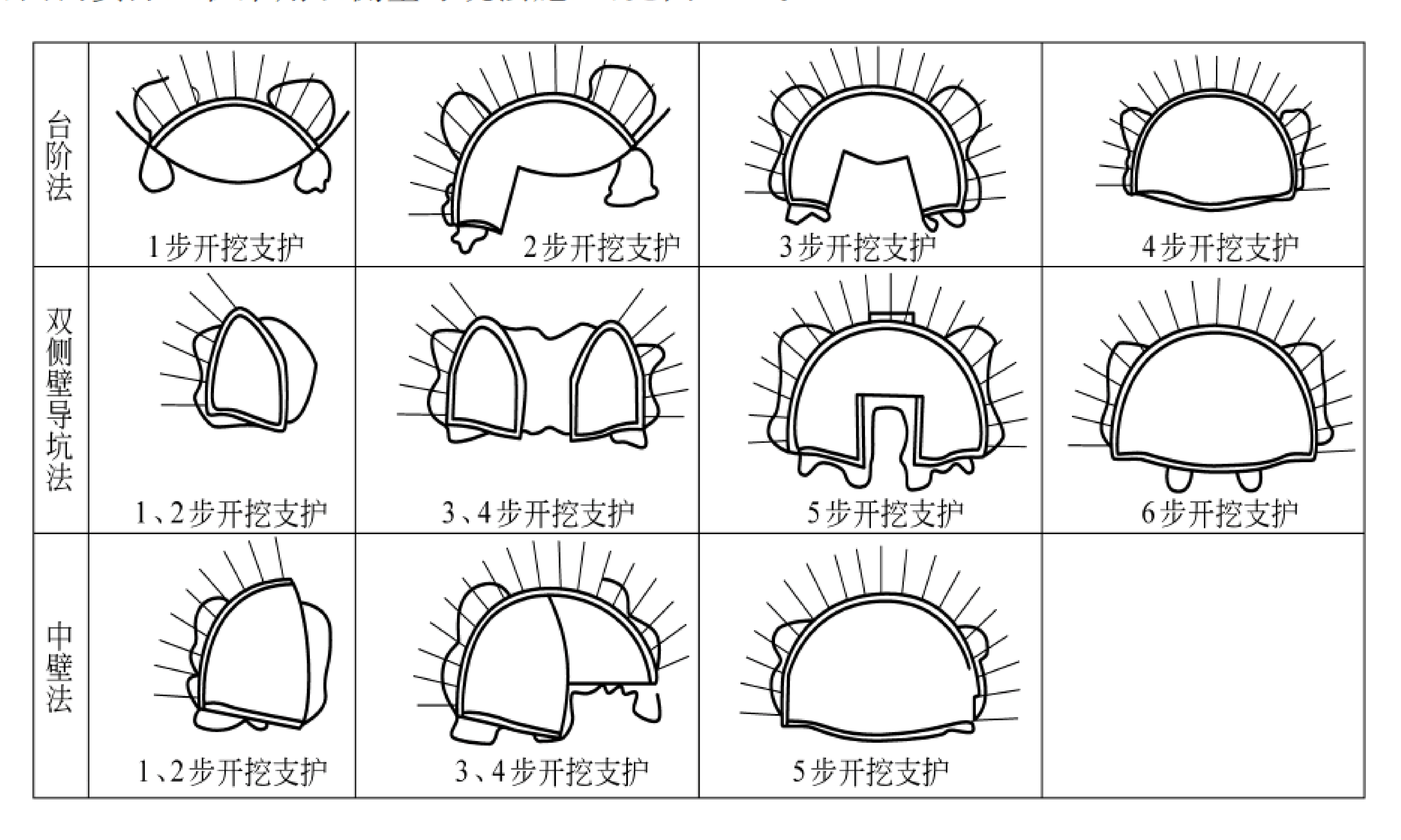


图 5-18　大跨度隧道不同开挖方法的围岩塑性区分布

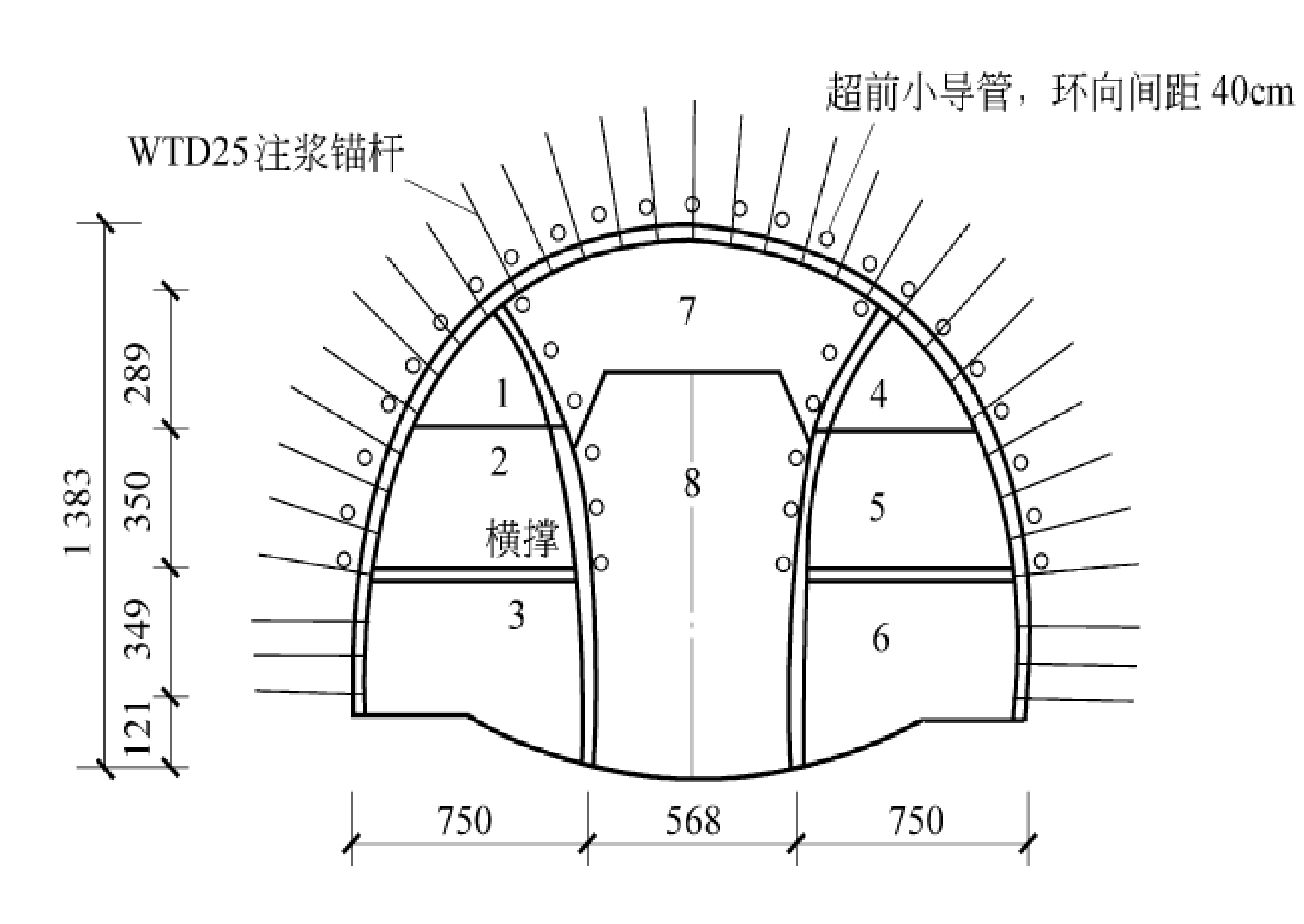


图 5-19　双侧壁导坑法施工工序(单位：cm)

图中 1,2,3,…,表示施工顺序

主要支护参数为：

拱部小导管注浆：ϕ42mm 小导管,L=3.5m,纵向间距 2m,环向间距 0.4m；

格栅钢架：主格栅 25cm×20cm,内壁格栅 20cm×15cm,格栅间距均为 0.5m；

系统锚杆：WTD25 锚杆,间距 1.0m×1.0m,L=3.0m；

锁脚锚杆：ϕ42mm 钢花管,L=3.5m,注浆加固；

喷射混凝土：C30。

曾家坪隧道施工初期,收敛变形较大,最大值达 137mm,随后采取一系列改进措施,如将内壁喷射混凝土由 25cm 加厚到 30cm,外壁由 30cm 加厚到 35cm。厚横撑上增加一道木支撑,并将原水平钢支撑(H18 工字钢)纵向连接,形成桁梁。严格控制开挖进尺,每进尺 6m 即施作仰拱,灌注底部混凝土,及时封闭初期支护。通过以上措施,有效地抑制了净空位移,使最大水平收敛值由 137mm 降至 48mm(见图 5-20),边墙外围岩压力由 0.8MPa 降为 0.3MPa。

此外,根据对二次衬砌的测量结果,二次衬砌与初期支护的接触应力为 0.09MPa,二次衬砌的钢筋最大应力值为 42kN,初期支护的最大围岩应力为 0.2MPa,钢架最大轴力为 96kN,这说明二次衬砌只承受较小部分的围岩压力。

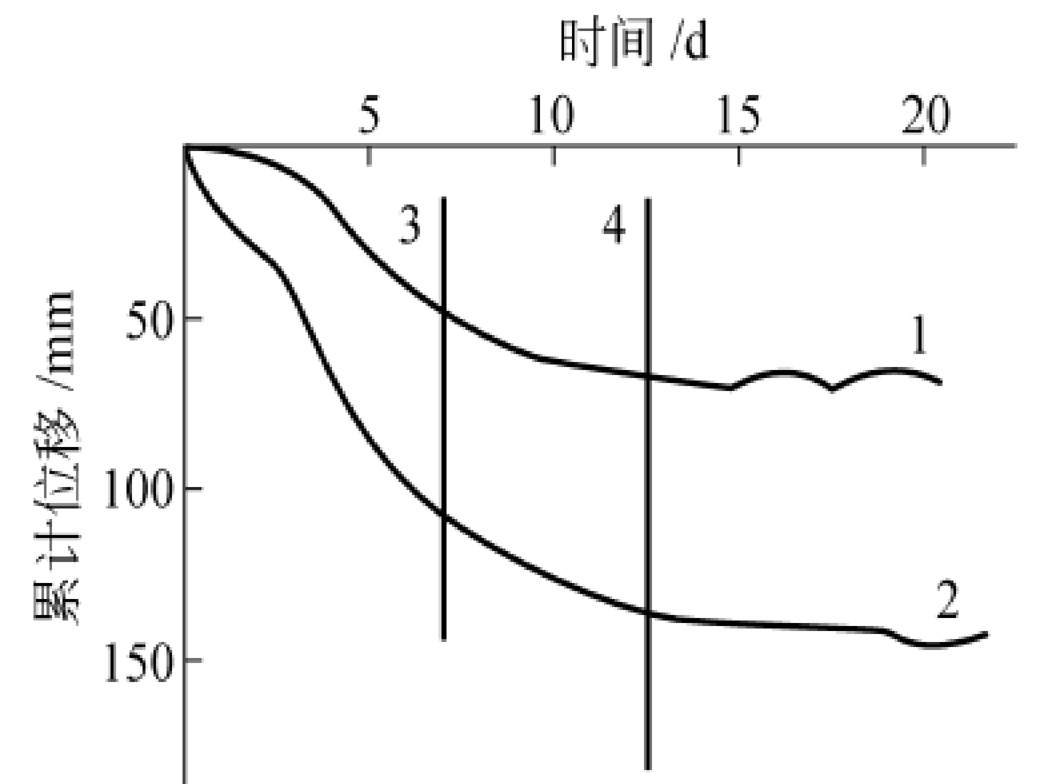


图 5-20　隧道净空水平收敛值随时间的变化

1—采取措施后；2—采用措施前；3—左右导坑下部开挖；4—仰拱施作及浇注底部混凝土后

在并行隧道超小净距岩体加固中,锚固技术显示了独特的作用。我国浙江宁波镇海招宝山隧道平均埋深不到 20m,穿过的岩体为节理发育、风化严重的流纹岩,有 4 条断层横切,断层面上有断层泥、糜棱岩等,隧道开挖宽度为 14.5～15.0m,两隧洞的净距为 4.0m(见图 5-21)。采用长 3.0m 的系统锚杆、格栅拱架与厚 25cm 的配筋喷射混凝土作初期支护,二次衬砌采用厚 35～45cm 的模注混凝土。

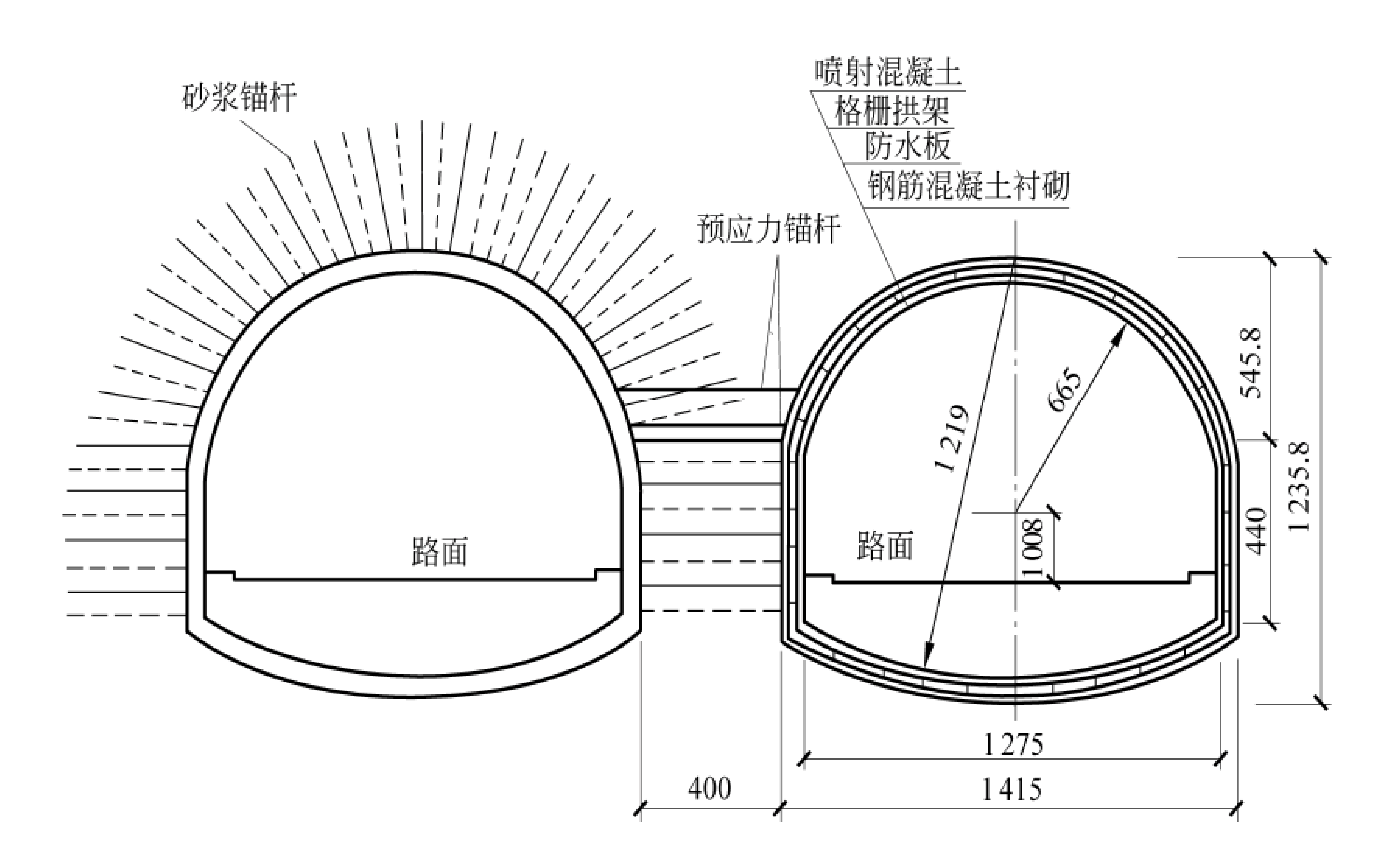


图 5-21 招宝山隧道支护结构(单位:cm)

该隧道建造成功,得益于对两隧道间夹岩墙的锚固,主要措施有:

(1) 先开挖围岩较软弱一侧的隧道,再开挖围岩较好一侧的隧道;

(2) 两隧道弧形导坑开挖并施作初期支护后,用穿通两隧道的水平低预应力锚杆加固两隧道间的岩体,加固段从拱腰部位到拱脚,这些部位的锚杆长度为 4.5~6.5m;

(3) 当先开挖的第一座隧道边墙开挖后,立即用长达第二座隧道开挖轮廓的水平全长砂浆锚杆加固两隧道间的岩柱,并完成其他初期支护。

招宝山并行隧道经锚固后,有效地增加了两隧道间岩柱的抗拉、抗剪强度,有利于限制隧道围岩塑性区和变形的发展,保证了隧道的稳定性。测量资料表明,隧道的位移在安全可靠范围内。

复习思考题

(1) 简述减少隧道爆破损伤的具体措施。

(2) 试推导不同支护形式下支护抗力的理论计算公式。

(3) 简述注浆加固的分类。

(4) 推导土质隧道与环形隧道加固参数。

第 6 章

非开挖顶管施工与设计

6.1 非开挖顶管法概述

非开挖技术(trenchless technology)是指利用岩土钻掘技术在地表不开挖的情况下,铺设、修复和更换地下管线。顶管技术(pipe jacking),也称为液压顶管技术,不仅是一种具体的非开挖管道铺设方法,还是以顶管施工原理为基础的一些非开挖铺管技术的总称。施工方法的实质是,所要顶进的管道在主顶工作站的作用下(有时需要中继站辅助),由始发井始发,顶进至目标井。具体的顶管技术是指首先采用顶管掘进机(cutting shield)成孔,然后将人可进入的尺寸大小的管道从顶进工作坑(drive shaft)顶入以形成连续衬砌的管道非开挖铺设技术。采用顶管法施工可显著减小对邻近建筑物、管线和道路交通的影响,具有广泛的应用前景(见图 6-1)。

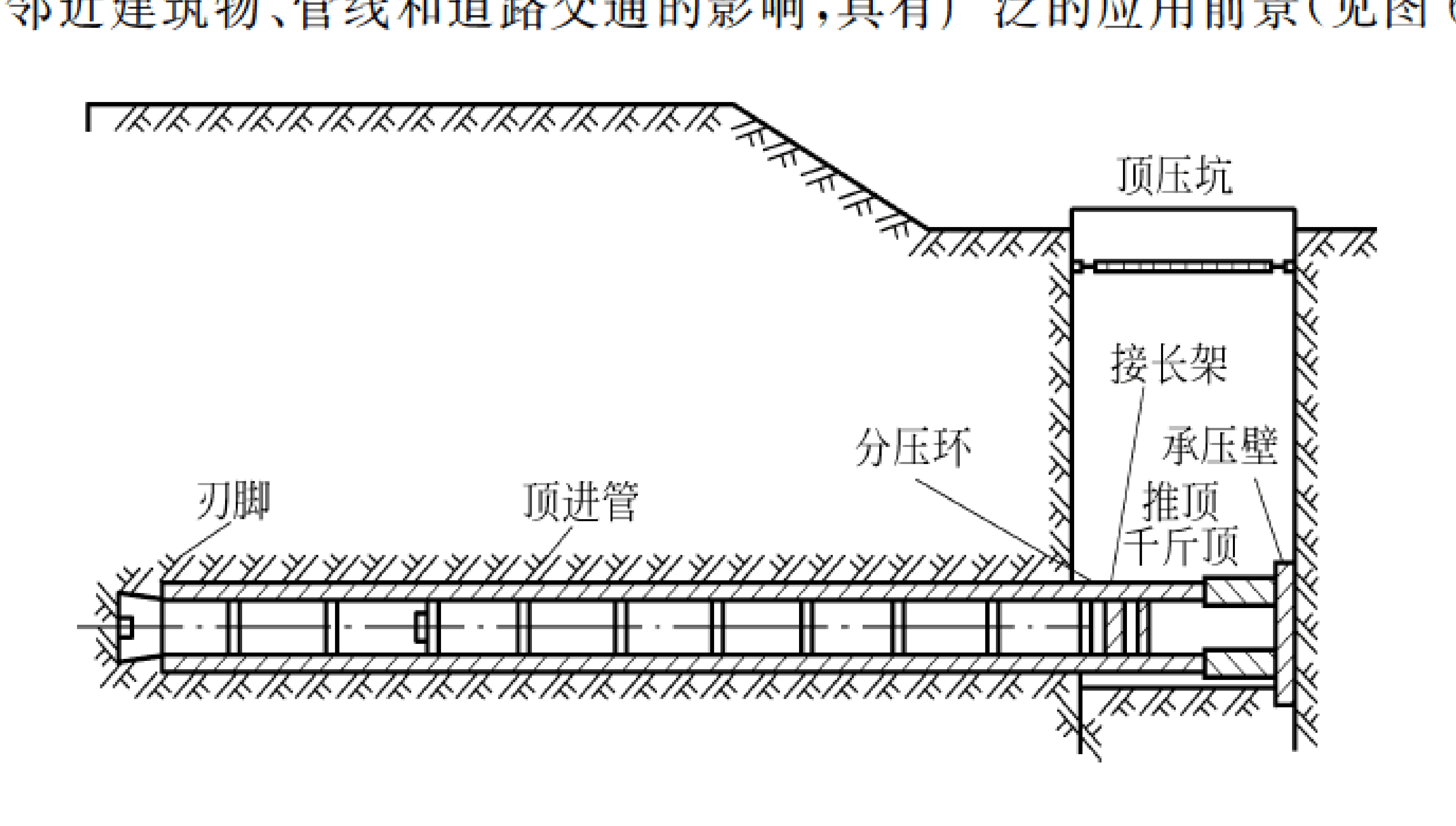


图 6-1　顶管法施工示意图

非开挖顶管技术用于特殊地质条件下的管道工程包括:①穿越江河、湖泊、港湾水体下的供水、输气、输油管道工程;②穿越城市建筑群、繁华街道地下的上下水、煤气管道工程;③穿越重要公路、铁路路基下的通信、电力电缆管道工程;④水库坝体涵管重建工程等。

随着现代科学技术的发展,先后出现了中继接力顶进技术、触变泥浆减阻顶进

技术、自动测斜纠偏技术、泥水平衡技术、土压平衡技术、气压保护技术和曲线顶管技术等，大大地推进了顶管技术的发展。

6.2　顶管工程设计方法

顶管工程设计主要应解决好工作井设置、顶管顶力估算、承压壁后靠结构及土体的稳定问题。

6.2.1　顶管工作井设计

顶管施工常需设置两种形式的工作井：

(1) 供顶管机头安装用的顶进工作井(顶进井)；

(2) 供顶管机进坑和拆卸用的接收工作井(接收井)。

工作井实质上是方形或圆形的小基坑，其支护型式同普通基坑，与一般基坑不同的是因其平面尺寸较小，支护经常采用钢筋混凝土沉井和钢板桩。在管径不小于1.8m或顶管埋深不小于5.5m时，普遍采用钢筋混凝土沉井作为顶进工作井。当采用沉井作为工作井时，为减少顶管设备的转移，一般采用双向顶进；而当采用钢板桩支护工作井时，为确保土体稳定，一般采用单向顶进。其顶进程序如图6-2所示。

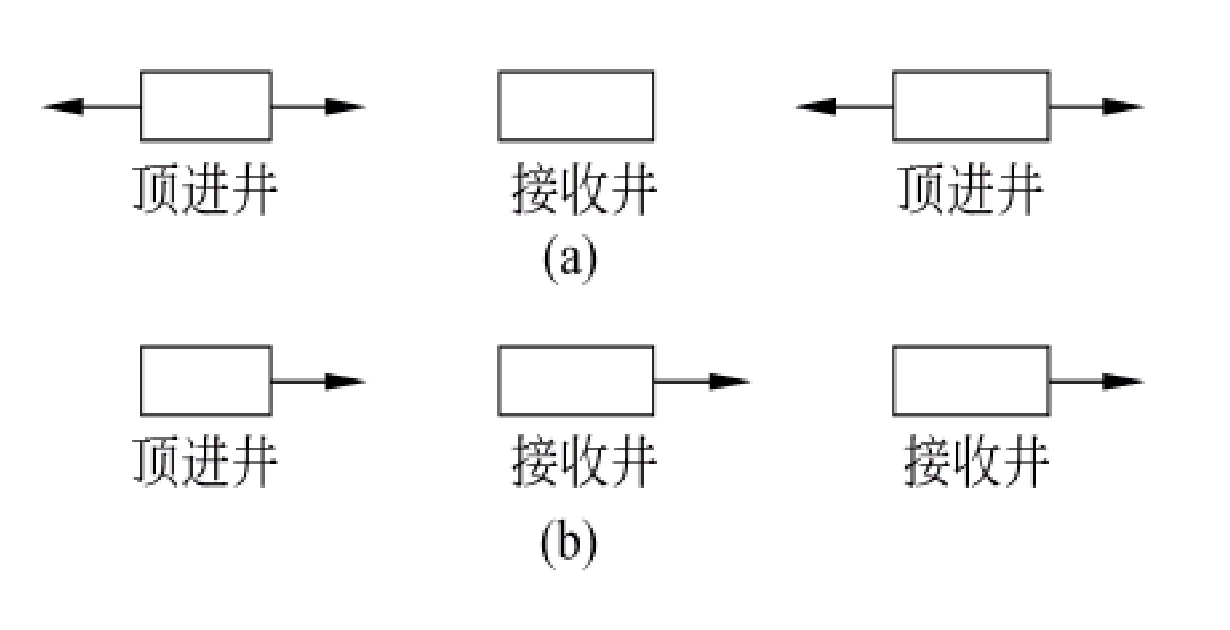


图6-2　顶管顶进程序示意图

(a) 双向顶进；(b) 单向顶进

有的工作井既是前一管段顶进的接收井，又是后一管段顶进的顶进井(见图6-2(b))。

当上下游管线的夹角大于170°时，一般采用矩形工作井实行直线顶进，常规的矩形工作井平面尺寸可根据表6-1选用，当上下游管线的夹角小于170°时，一般采用圆形工作井，实行曲线顶进。

表6-1　矩形工作井平面尺寸选用表

顶管内径/mm	顶进井(宽×长)/m	接收井(宽×长)/m	顶管内径/mm	顶进井(宽×长)/m	接收井(宽×长)/m
800～1 200	3.5×7.5	3.5×(4.0～5.0)	1 800～2 000	4.5×8.0	4.5×(5.0～6.0)
1 350～1 650	4.0×8.0	4.0×(4.0～5.0)	2 200～2 400	5.0×9.0	5.0×(5.0～6.0)

注：采用泥水平衡顶管施工时，其顶进井的宽度应在其一侧增加1m宽度以布置泥水旁通装置。

从经济、技术合理的角度考虑，工作井在施工结束后，一部分将改为阀门井、检查井。因此，在设计工作井时要兼顾一井多用的原则。工作井的平面布置应尽量避让地下管线，以减小施工的扰动影响，工作井与周围建筑物及地下管线的最小平面距离应根据现场地质条件及工作井的施工方法确定。

1) 矩形工作井底部尺寸设计计算

$$B = D_1 + W_1 \tag{6-1}$$

$$L = L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 \tag{6-2}$$

式中：B——矩形工作井的底部宽度，m；

D_1——管道外径，m；

W_1——操作宽度，可取 2.4～3.2，m；

L——矩形工作井的底部长度，m；

L_1——工作管长度，m；

L_2——管节长度，m；

L_3——输土工作间长度，m；

L_4——千斤顶长度，m；

L_5——后座墙的厚度，m。

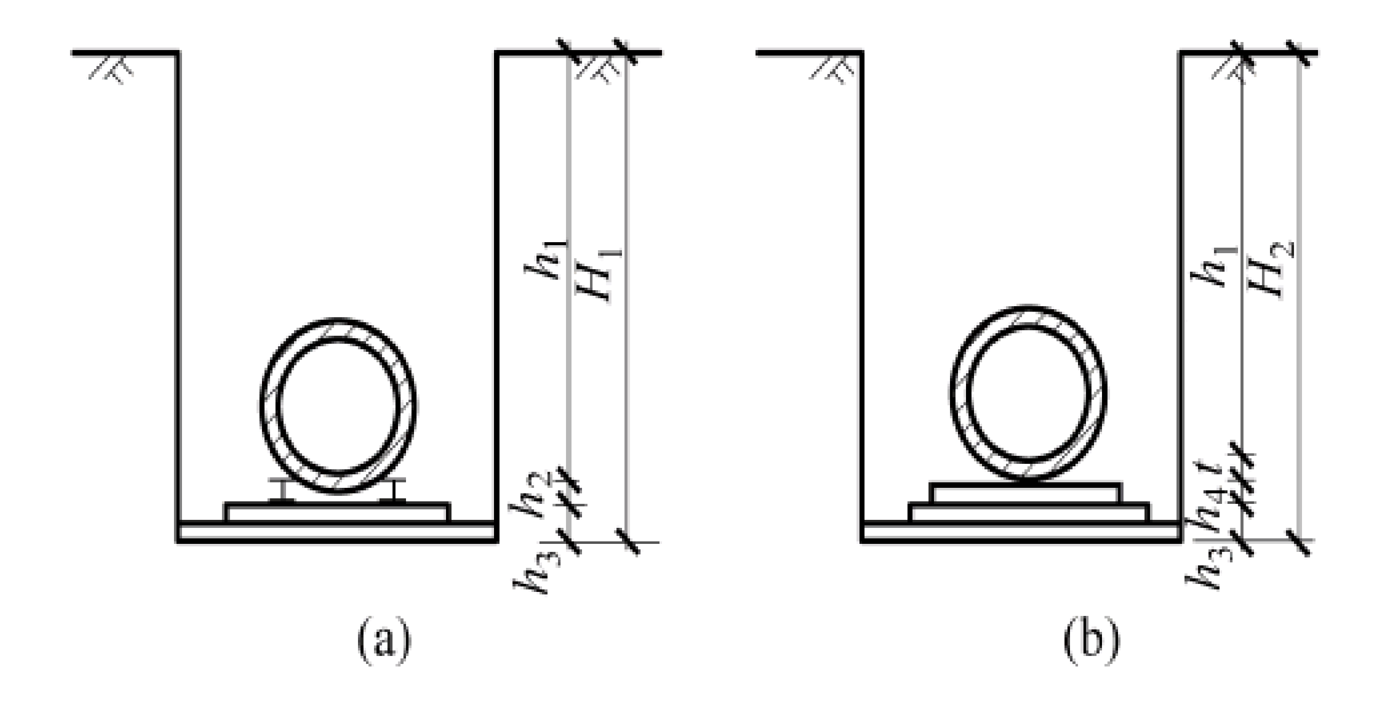


图 6-3　顶管工作井深度示意图

(a) 顶进井；(b) 接收井

2）顶管工作井的深度如图 6-3 所示，其计算公式为

(1) 顶进井

$$H_1 = h_1 + h_2 + h_3 \tag{6-3}$$

式中：H_1——顶进井的深度，m；

h_1——地表至导轨顶的高度，根据管道设计标高确定，m；

h_2——导轨高度，m；

h_3——基础厚度（包括垫层），m。

(2) 接收井

$$H_2 = h_1 + t_j + h_3 + h_4 \tag{6-4}$$

式中：H_2——接收井的深度，m；

t_j——管壁厚度，m；

h_4——支承垫厚度，m；

h_1——地表至支承垫顶的高度，根据管道设计标高确定，m。

工作井的洞口应进行防水处理，设置挡水圈和封门板，进出井的一段距离内应进行井点降水或地基加固处理，以防土体流失，保持土体和附近建筑物的稳定。工作井的顶标高应满足防汛要求，坑内应设置集水井，在雨季施工时为防止地下水流入工作井，应事先在工作井周围设置挡水围堰。

6.2.2　顶管顶力计算

顶管顶力只有克服顶管管壁与土层之间的摩擦阻力及前刃脚切土时的阻力，才能把管道顶推入土体中。作为设计承压壁和选用顶进设备的依据，需要预先估算出顶管顶力。顶管顶力可按下式进行计算

$$P_j = K[N_1 f_1 + (N_1 + N_2) f_2 + 2q_E f_3 + RA] \tag{6-5}$$

式中：P_j——顶管的最大顶力，kN；

A——钢刃脚正面面积，m^2；

q_E——顶管侧的土压力，kN；

K——安全系数，一般采用 1.2；

N_1——管顶以上的荷载（包括线路加固材料重量），kN；

N_2——全部顶管管道自重,kN;

f_1——管顶管壁与其上荷载的摩擦系数,由试验确定,无试验资料时,可视顶上润滑处理情况,采用下列数值:涂石蜡为 0.17～0.34,涂滑石粉浆为 0.30,涂机油调制的滑石粉浆为 0.20,无润滑处理为 0.52～0.69,覆土为 0.7～0.8;

f_2——管底管壁与基底土的摩擦系数,由试验确定,无试验资料时,视基底土的性质可采用 0.7～0.8;

f_3——顶管管壁与管侧土的摩擦系数,由试验确定,无试验资料时,视基底土的性质可采用 0.7～0.8;

R——土对钢刃脚正面的单位面积阻力(kPa),由试验确定,无试验资料时,视刃脚构造、挖土方法、土的性质确定,对细粒土为 500～550kPa,对粗粒土为 1 500～1 700kPa。

6.2.3 顶管壁后土体稳定验算

顶管工作井普遍采用沉井或钢板桩支护结构,对这两种形式的工作井都应首先验算支护结构的强度。此外,由于顶管工作井承压壁后靠土体的滑动会引起周围土体的位移,影响周围环境并影响到顶管的正常施工,所以在工作井设置前还必须验算顶管承压壁后靠土体的稳定性,以确保顶管工作井的安全和稳定。

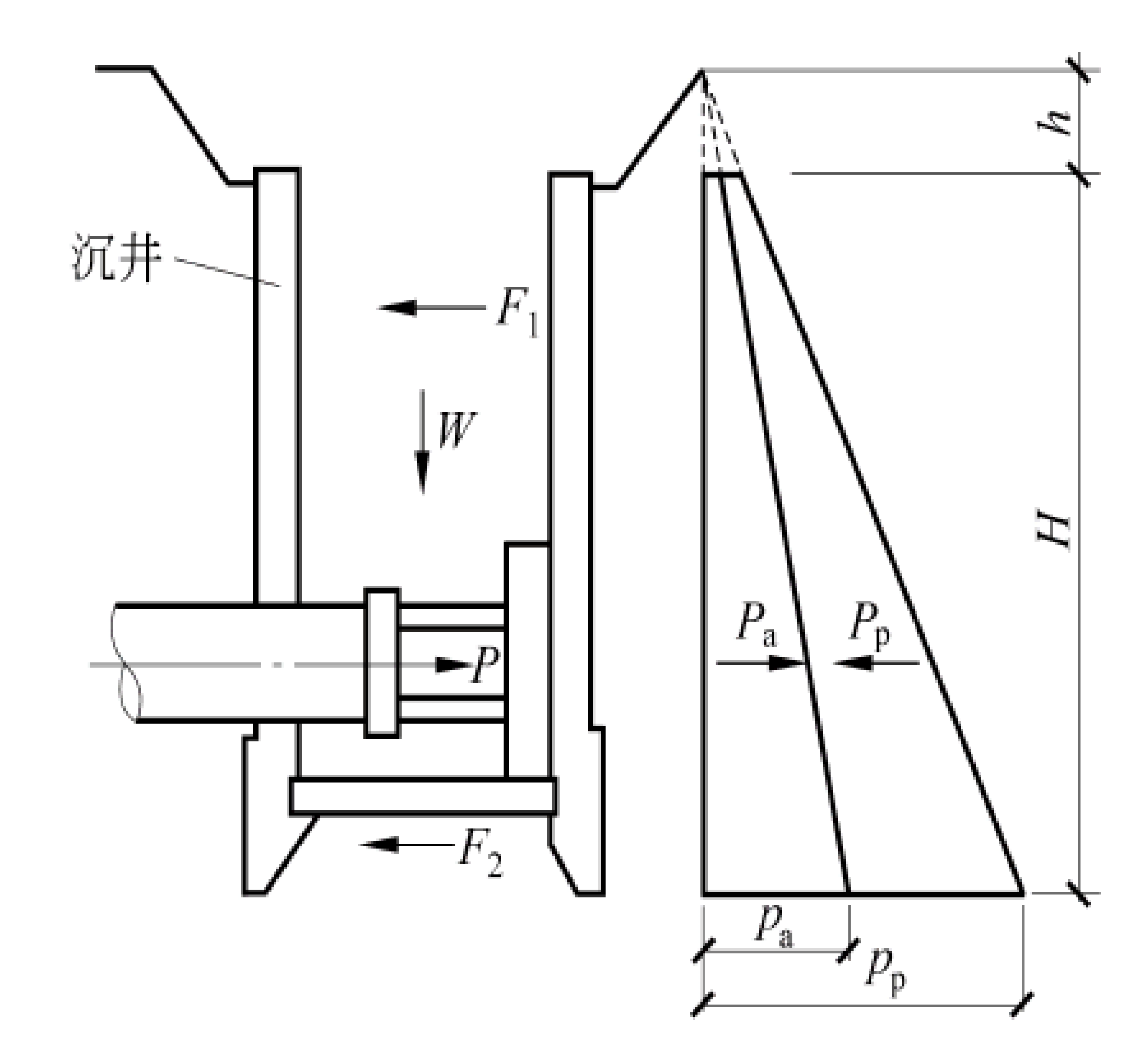


图 6-4 沉井工作井计算示意图

1. 沉井支护工作井壁后土体稳定验算

采用沉井结构作为顶管工作井时,可按图 6-4 所示的顶管顶进时的荷载计算图,验算沉井结构的强度和沉井承压壁后靠土体的稳定性。沉井承压壁后靠土体在顶管顶力超过其承受能力后会产生滑动,由图 6-4 可见沉井承压壁后靠土体的极限平衡条件为水平方向的合力 $\sum F=0$,即

$$P_j = 2F_1 + F_2 + P_p - P_a \tag{6-6}$$

式中:P_j——顶管最大计算顶力,kN;

F_1——沉井一侧的侧面摩擦阻力,kN,

$$F_1 = \frac{1}{2}p_a H B_1 \mu$$

其中,p_a 为沉井一侧井壁底端的主动土压力强度,H 为沉井的高度(m),B_1 为沉井一侧(除顶向和承压井壁外)的侧壁长度(m),μ 为混凝土与土体的摩擦系数,视土体而定;

F_2——沉井底面摩擦阻力(kN),

$$F_2 = W\mu$$

其中,W 为沉井底面的总竖向压力(kN);

P_p——沉井承压井壁的总被动土压力(kN),

$$P_p = B\left[\frac{1}{2}\gamma H^2\tan^2\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right)+2cH\tan\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right)+\gamma hH\tan^2\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right)\right]$$

P_a——沉井顶向井壁的总主动土压力(kN)，

$$P_a = B\left[\frac{1}{2}\gamma H^2 \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2cH\tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) + \gamma hH\tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)\right]$$

其中，h 为沉井顶面距地表的距离(m)；γ 为土体重度(kN/m³)；φ 为内摩擦角(°)；c 为黏聚力(kPa)，取各层土的加权平均值。

需要强调的是，在中压缩性至低压缩性黏性土层或孔隙比 $e \leqslant 1$ 的砂性土层中，若沉井侧面井壁与土体的空隙经密实填充且顶管顶力作用中心基本不变，可在承压壁后靠土体稳定验算时考虑 F_1 及 F_2。实际工程中，在无绝对把握的前提下，式(6-6)中的 F_1 及 F_2 均不予考虑。若不考虑 F_1 及 F_2，一般采用下式进行沉井承压壁后靠土体的稳定性验算

$$P_j \leqslant \frac{P_p - P_a}{K_s} \tag{6-7}$$

式中：K_s——沉井稳定系数，一般取 K_s=1.0～1.2，土质越差，K_s 的取值越大。

2. 钢板桩支护工作井壁后土体稳定验算

顶管顶力 P_j 通过承压壁传至板桩后的后靠土体，为了计算出后靠土体所承受的单位面积压力 p，首先可以假定不存在板桩。

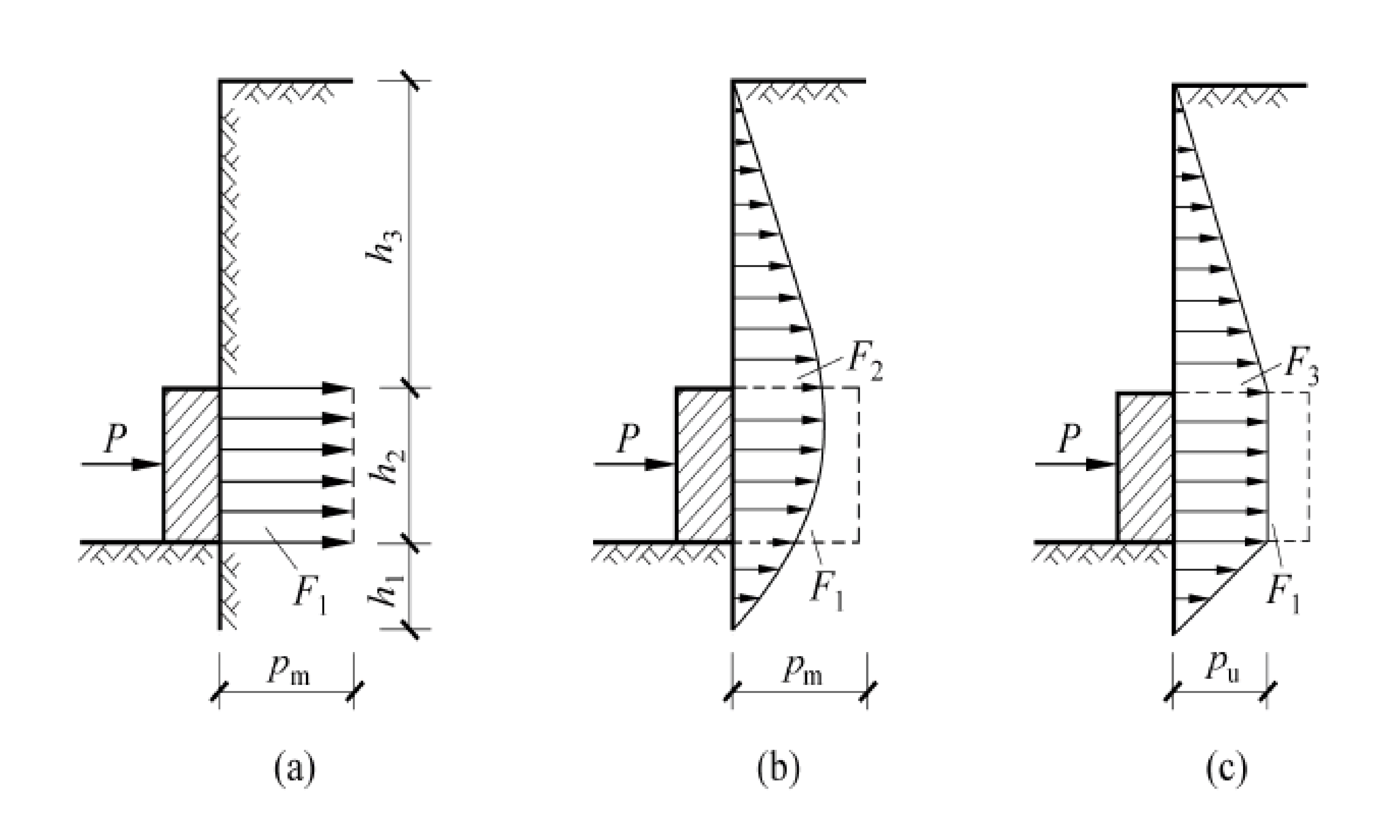


图 6-5　承压壁在单段支护条件下对土体的作用

(a) 没有板桩墙的协同作用；(b) 在板桩墙的协同作用下(荷载曲线类似于弹性曲线)；(c) 在板桩墙的协同作用下(荷载曲线近似于梯形)

于是根据图 6-5(a)可得出

$$p_m = P_j / A \tag{6-8}$$

式中：P_j——承压壁承受的顶力，kN；

A——承压壁面积，m²，

p_m——承压壁承受顶力 P 后的平均压力(kPa)，$p_m = P/bh_2$。

$$A = bh_2$$

其中，b 为承压壁宽度，m。

由于板桩的协同作用，便出现了一条类似于板桩弹性曲线的荷载曲线(图 6-5(b))。因板桩自身刚度较小，承压壁后面的土压力一般假设为均匀分布，而板桩两端的土压力为零，则总的土体抗力呈梯形分布(即图 6-5(c)中的阴影部分，$F_3=F_1$)，由板桩静力平衡条件$\left(\sum F=0\right)$得

$$p_u\left(h_2+\frac{1}{2}h_1+\frac{1}{2}h_3\right)=p_m h_2 \tag{6-9}$$

式中：p_u——承压壁后靠土体的单位面积反力(见图 6-5(c)所示)，kPa。

当顶进管道的敷设深度较大时，顶管工作井的支护通常采用如图 6-6(a)所示的两段形式。在两面支护的情况下，只有下面的一段参与承受和传递来自承压壁的作用力，因而仍可用上述公式。至于 h_4，则可不必考虑。下面一段完全参与起作用的前提是要用混凝土将下段板桩与上段板桩之间的空隙填充起来，以构成封闭的传力系统。否则，需将 h_3 缩短到上段板桩的下沿。

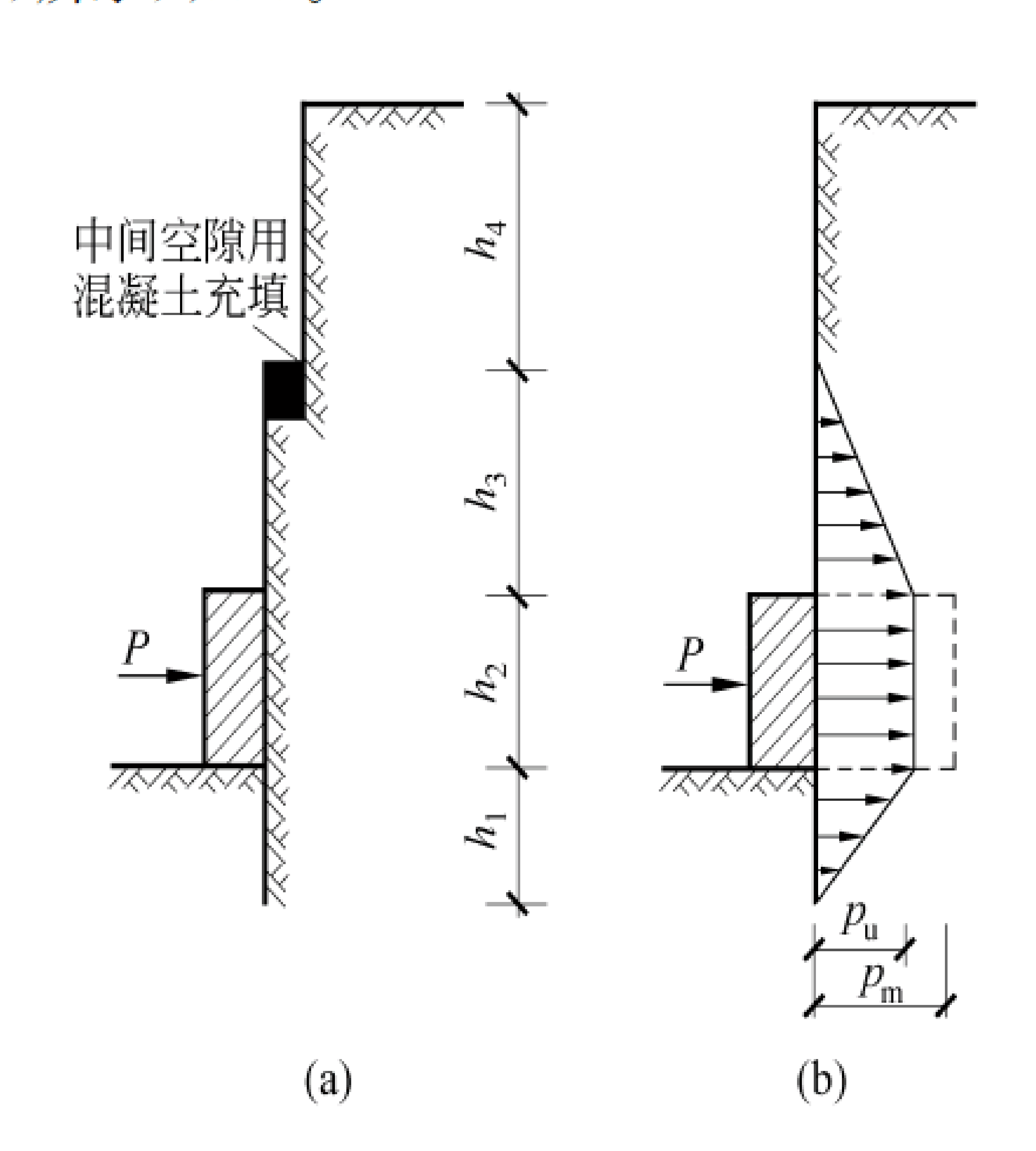


图 6-6　承压壁在两段支护条件下对土体的作用

(a) 支护系统；(b) 在第二段板桩墙的协同作用下(荷载曲线近似于梯形)

图 6-7、图 6-8 分别为钢板桩单段、两段支护条件下的顶管工作井承压壁稳定性计算示意图。

从图 6-7、图 6-8 中可见，当 A 点在后靠土体被动土压力线上或在其左侧(即承压壁后靠土体反力等于或小于承压壁上的被动土压力)时，则后靠土体是稳定的，由此推导得后靠土体的稳定条件为

单段支护
$$\gamma K_p h_3 \geqslant K\frac{2P}{b(h_1+2h_2+h_3)} \tag{6-10}$$

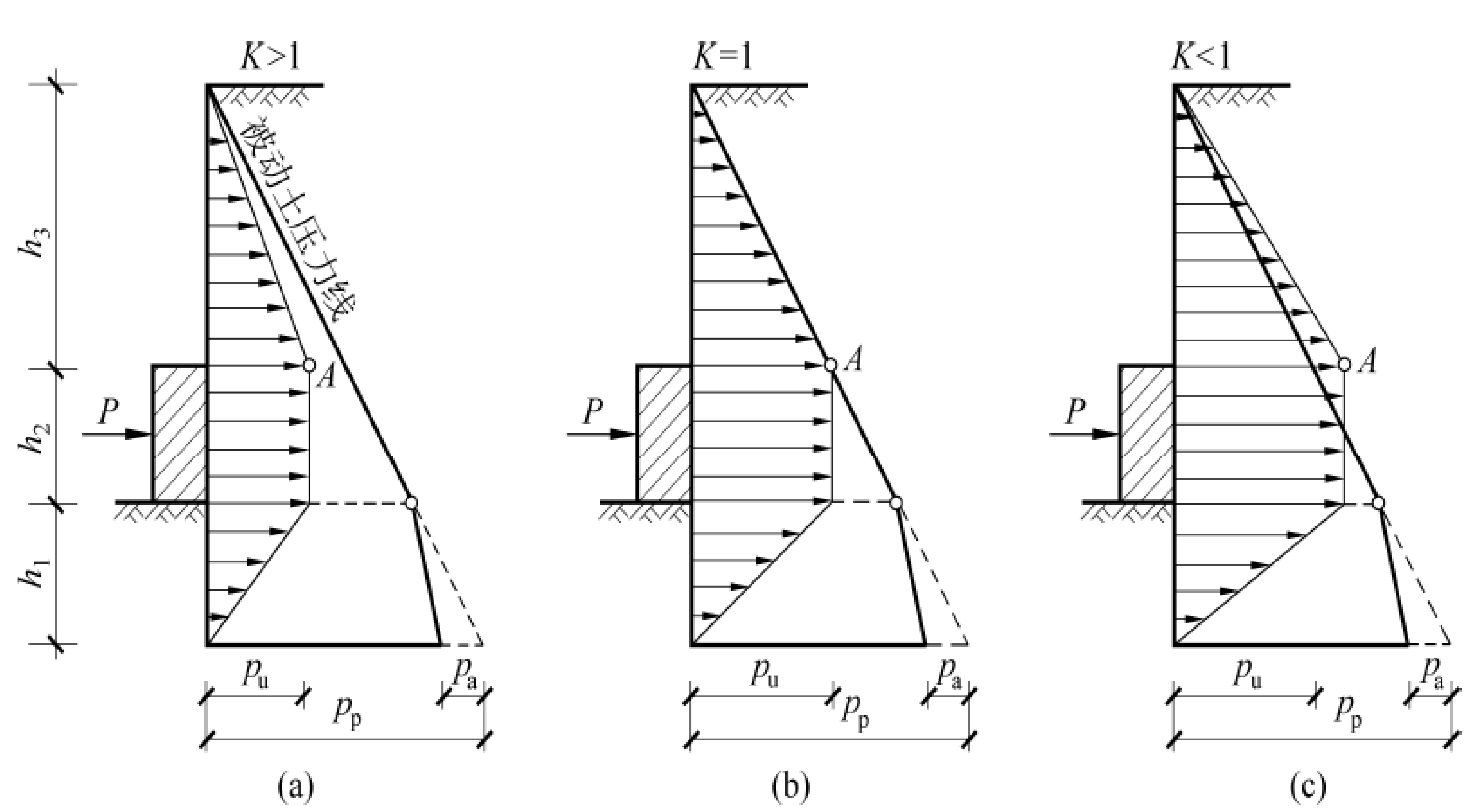


图 6-7　钢板桩单段支护条件下的承压壁稳定性计算

(a) 安全系数 $K>1$，表明足够稳定；(b) 安全系数 $K=1$，表明尚且稳定；(c) 安全系数 $K<1$，表明不稳定

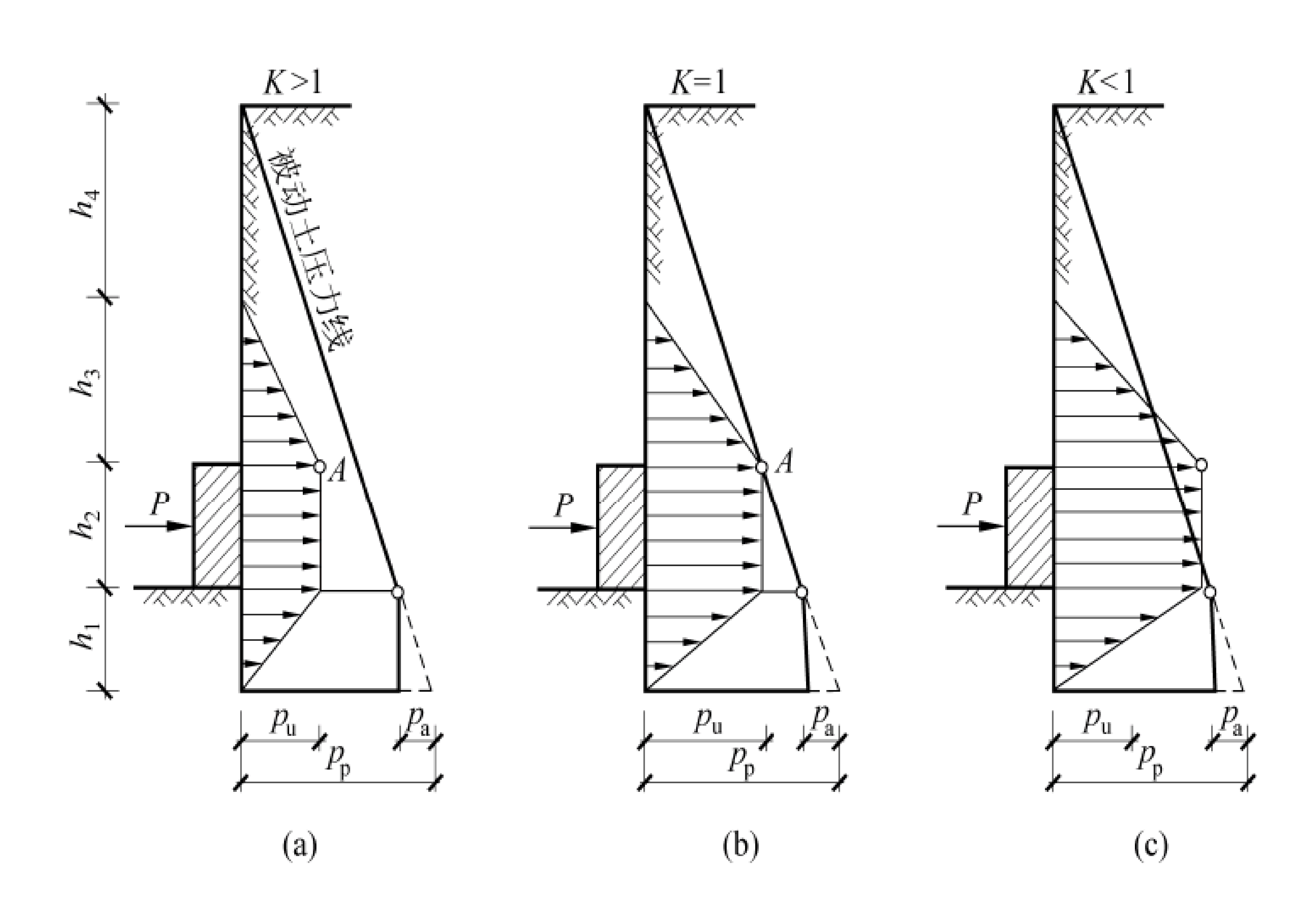


图 6-8　钢板桩两段支护条件下的承压壁稳定性计算

(a) 安全系数 $K>1$,表明足够稳定;(b) 安全系数 $K=1$,表明尚且稳定;
(c) 安全系数 $K<1$,表明不稳定

两段支护
$$\gamma K_p(h_3+h_4)\geqslant K\frac{2P}{b(h_1+2h_2+h_3)} \tag{6-11}$$

式中:K_p——被动土压力系数,$K_p=\tan^2\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right)$;

γ——土的重度,kN/m³;

K——安全系数,一般取 $K=1.0\sim1.2$,后靠土体土质条件越差,K 取值越大。

上述推导是基于单向顶进的情况,若是双向顶进,即后靠板上留有通过管道的孔口时,则平均压力应修改为

$$p_m=\frac{P}{bh_2-\frac{1}{4}\pi D^2} \tag{6-12}$$

式中:D——管道外径,m。

同理后靠土体的工作稳定条件为

单段支护
$$\gamma K_p h_3\geqslant K\left(\frac{2P}{h_1+2h_2+h_3}\cdot\frac{h_2}{bh_2-\frac{1}{4}\pi D^2}\right) \tag{6-13}$$

两段支护
$$\gamma K_p(h_3+h_4)\geqslant K\left(\frac{2P}{h_1+2h_2+h_3}\cdot\frac{h_2}{bh_2-\frac{1}{4}\pi D^2}\right) \tag{6-14}$$

为了计算承压壁后靠土体的稳定性,首先必须估算承压壁的尺寸。如果第一次计算得出 $K<1$,那就必须增大 h_2 或者 b,直至 K 达到 1 为止。要是这样还不行,那就应该降低 P 的数值。

在顶管顶进时应密切观测承压壁后靠土体的隆起和水平位移，并以此确定顶进时的极限顶力，按极限顶力适当安排中继环的数量和间距。此外，还可采取降水、注浆、加固地基以及在承压壁后靠土体地表施加超载等办法来提高土体承受顶力的能力。

6.3 顶管技术设备及部件

6.3.1 顶管机类型及原理

目前常用的顶管机有手掘式、挤压式、泥水平衡式、三段两铰型水力挖土式和多刀盘土压平衡式等。

手掘式顶管机为正面全敞开，采用人工挖土，如图 6-9 所示。

挤压式顶管机正面有网格切土装置或将切口刃脚放大，由此减小开挖面，采用挤土顶进，如图 6-10 所示。

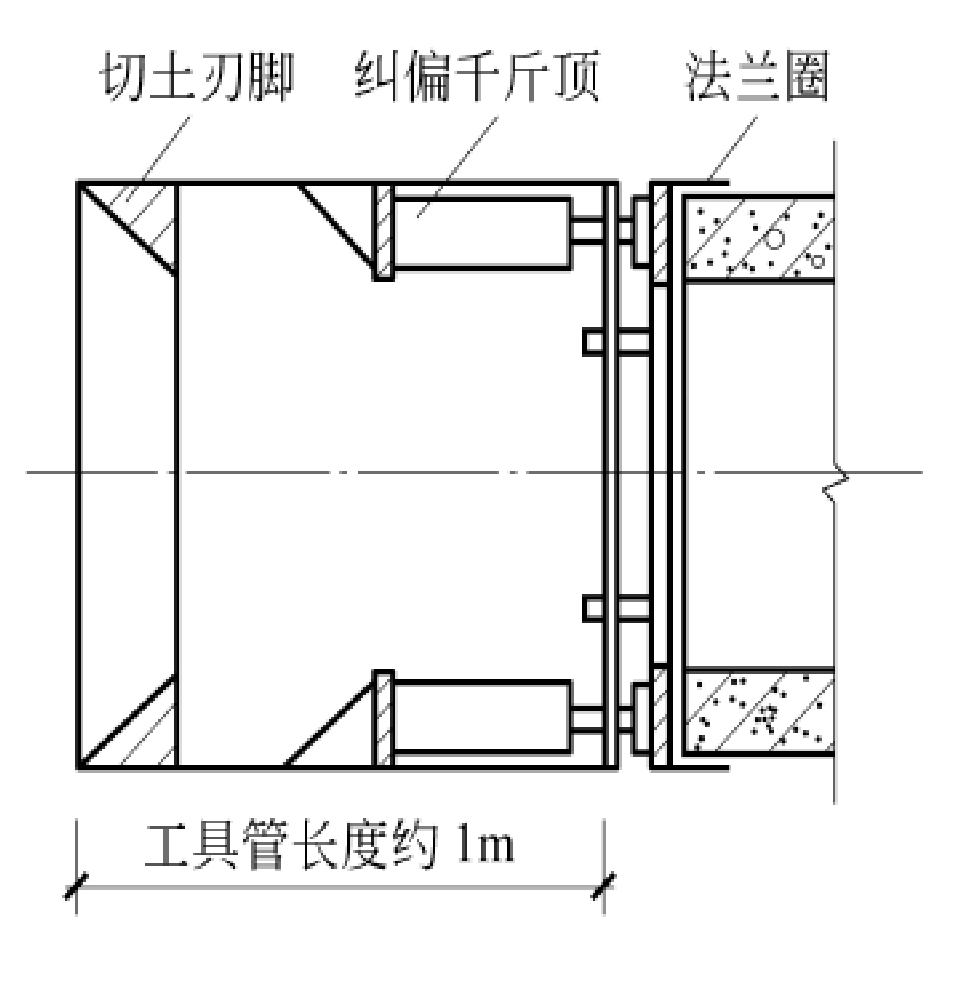


图 6-9 手掘式顶管机

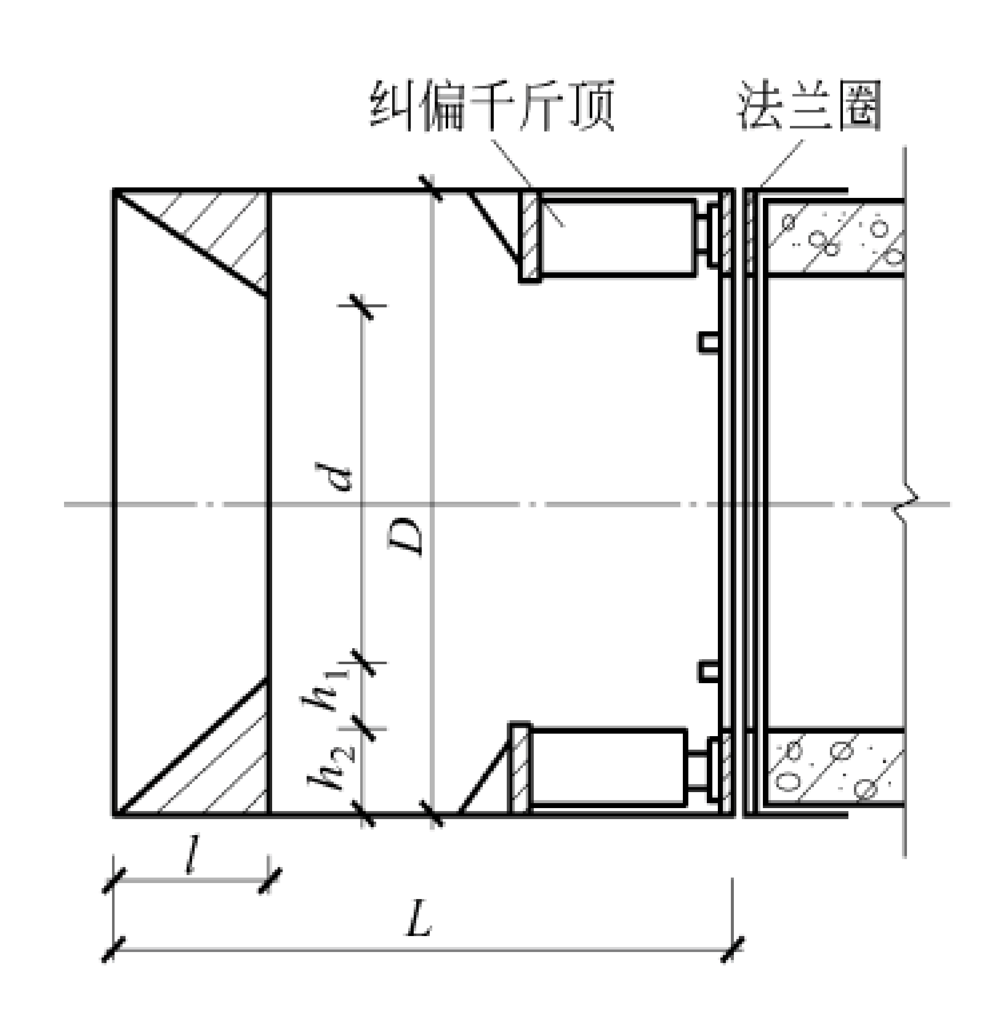


图 6-10 挤压式顶管机

L—顶管机长度；D—顶管机外径；l—喇叭口长度；
h_1—土斗车轮高度；d—喇叭口小口直径；h_2—纠偏千斤顶高度

泥水平衡式顶管机正面设置削土刀盘，其后设置密封舱，在密封舱中注入稳定正面土体的护壁泥浆，刮土刀盘刮下的泥土沉入密封舱下部的水中并通过水力运输管道排放至地面的泥水处理装置，如图 6-11 所示。

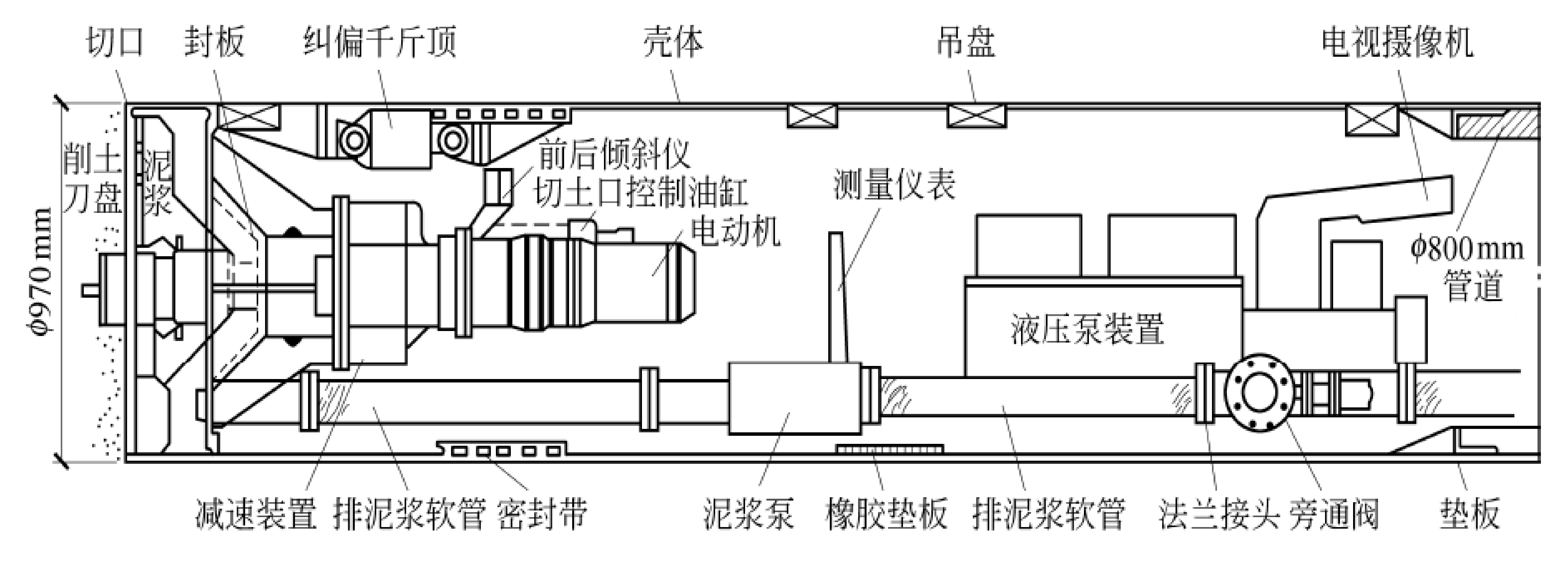


图 6-11 泥水平衡式顶管机

三段两铰型水力挖土式顶管的顶管机内腔分为前、中、后三个舱室。前舱为冲泥舱，舱前端装有切削、挤压土的格栅。中舱为操作室，两者之间用胸板隔开。后舱为控制室，设有各种测试仪器和仪表。在千斤顶顶推下，格栅将土体切开，再经高压水射流破碎、搅混成流态，由吸泥泵吸出并送入水力运输管道排放至地面的贮泥水池，如图 6-12 所示。

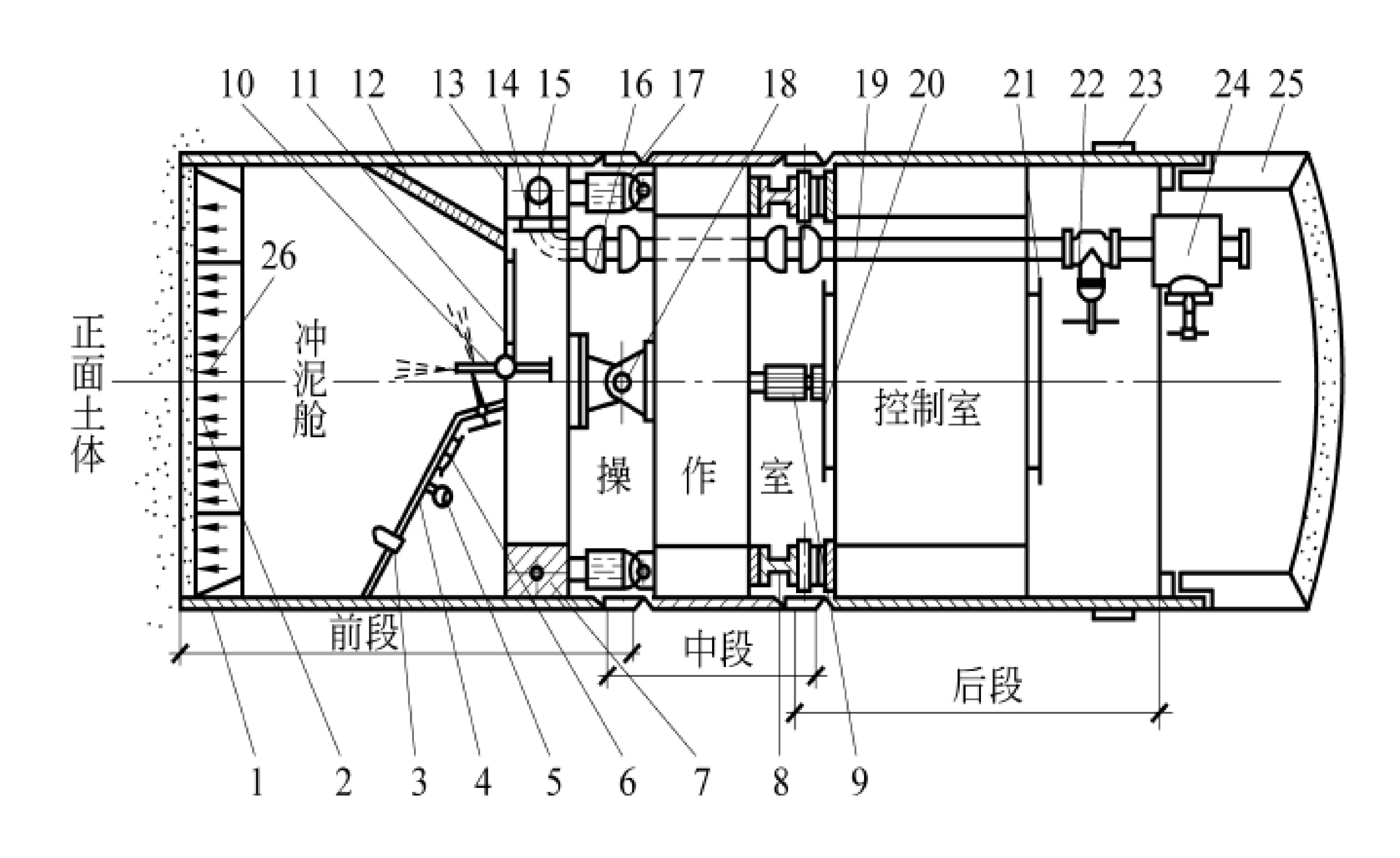


图 6-12　三段两铰型水力挖土式顶管机

1—刃脚；2—格栅；3—照明灯；4—胸板；5—真空压力表；6—观察窗；7—高压水仓；8—垂直铰链；9—左右纠偏油缸；10—水枪；11—小水密门；12—吸口格栅；13—吸泥门；14—阴井；15—吸管进口；16—双球活接头；17—上下纠偏油缸；18—水平铰链；19—吸泥管；20—气闸门；21—大水密门；22—吸泥管闸阀；23—泥浆环；24—清理阴井；25—管道；26—气压

多刀盘土压平衡式顶管机头部设置密封舱，密封隔板上装设数个刀盘切土器，顶进时螺旋器出土速度与顶管机推进速度相协调，如图 6-13 所示。

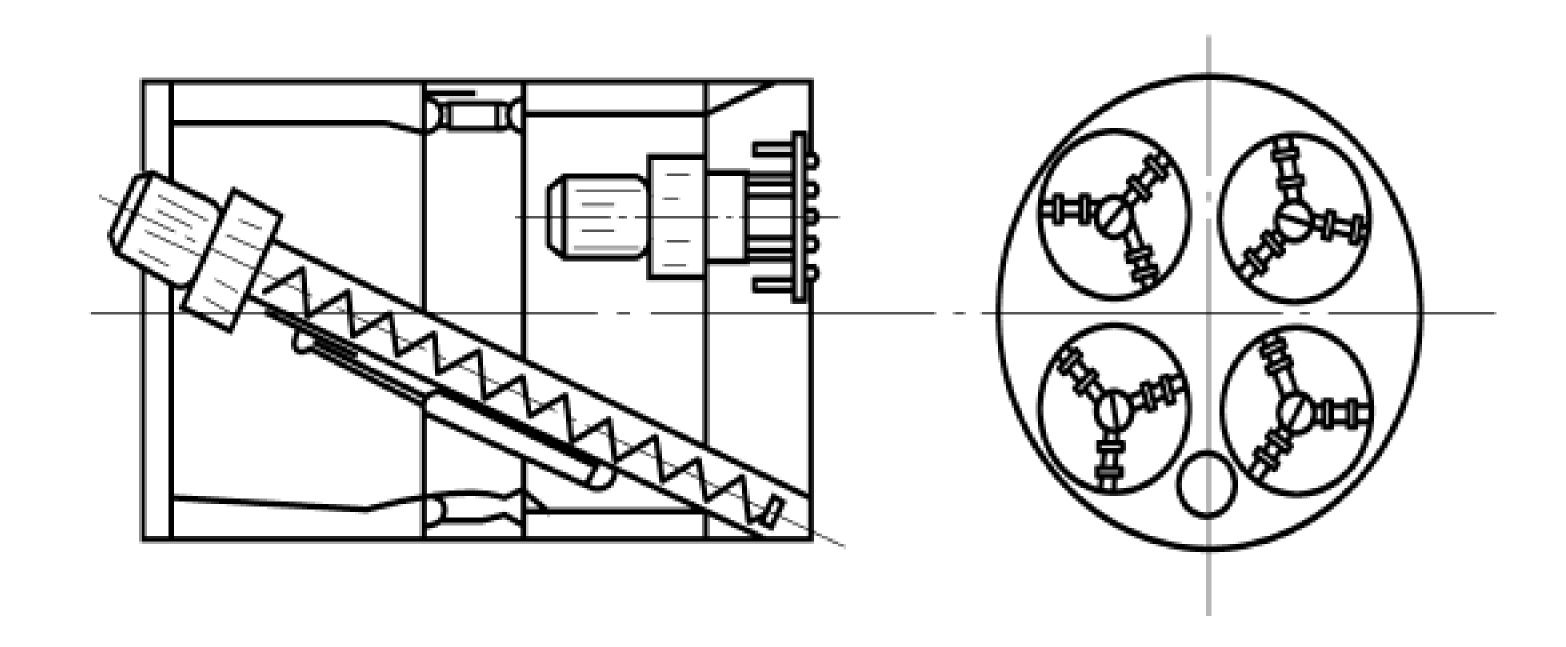


图 6-13　多刀盘土压平衡式顶管机

近年来，顶管法已普遍用于建筑物密集市区以及穿越江河、堤坝和铁路路基的地下工程。钢筋混凝土管道和外包钢板复合式钢筋混凝土管道的顶距已达 100～290m，钢管的顶距已达 1 200m。在合理的施工条件下，采用一般顶管机引起的地表沉降量可控制在 50～100mm，而采用泥水平衡式顶管机引起的地表沉降量控制在 30mm 以下。

上述顶管机的基本原理及施工工艺与盾构基本相似。在顶管施工中，已实现地面遥控操作，管道轴线和标高可采用激光测量仪连续量测，并能做到及时纠偏，智能化程度较高。

6.3.2 中继环结构及原理

1. 中继接力原理

在长距离的顶管工程中，当顶进阻力(即顶管掘进迎面阻力和管壁外周摩擦阻力之和)超过主千斤顶的容许总顶力、管节容许的极限压力或工作井承压壁后靠土体极限反推力三者中之一，无法一次达到顶进距离要求时，应采用中继接力顶进技术，实施分段顶进，使顶入每段管道的顶力降低到允许顶力范围内。

采用中继接力技术时，将管道分成数段，在段与段之间设置中继环，见图 6-14。中继环将管道分成前后两个部分，中继油缸工作时，后面的管段成为承压后座，前面管段被推向前方。中继环按先后次序逐个启动，实现管道分段顶进，由此达到减小顶力的目的。采用中继接力技术以后，管道的顶进长度不再受承压壁后靠土体极限反推力大小的限制，只要增加中继环的数量，就可增加管道顶进的长度。中继接力技术是长距离顶管不可缺少的技术措施。

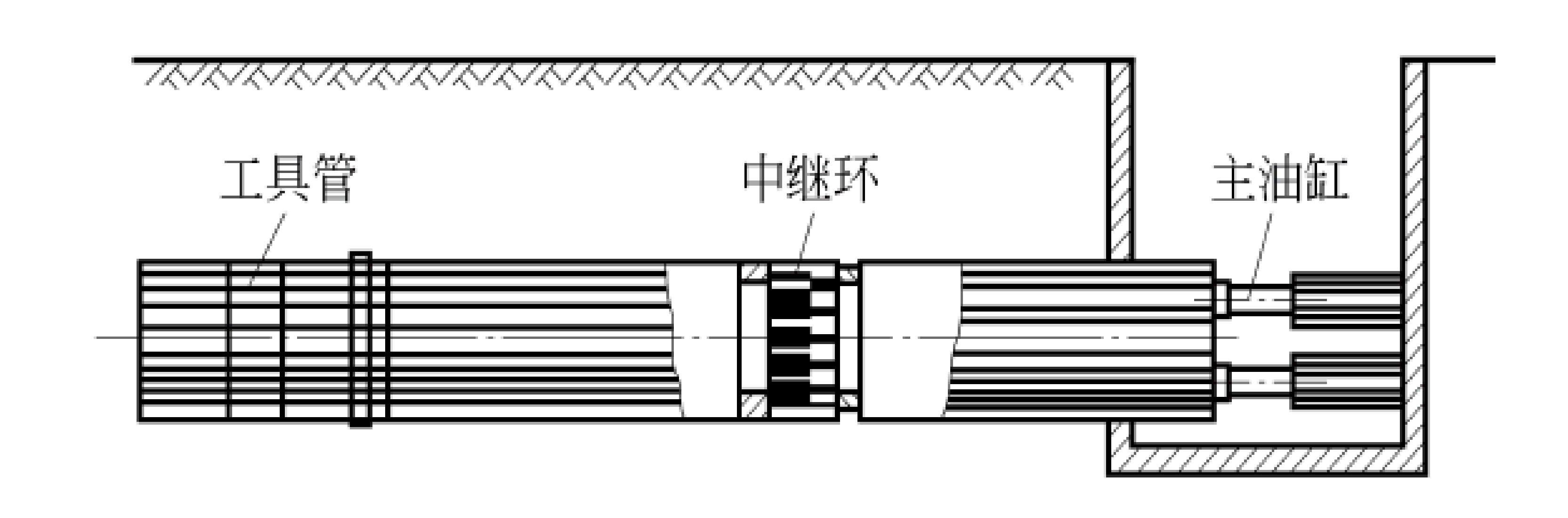


图 6-14 中继环示意图

中继环安装的位置应通过顶力计算，第 1 组中继环主要考虑顶管机的迎面阻力和管壁摩擦阻力，并应有较大的安全系数。其他中继环则考虑克服管壁的摩擦阻力，可留有适当的安全系数。

2. 中继环构造

中继环必须具备足够的强度、刚度及良好的水密封性，并且要加工精确、安装方便。其主体结构由以下几个部分组成：

(1) 短冲程千斤顶组(冲程为 150～300mm，规格、性能要求一致)；

(2) 液压、电器与操纵系统；

(3) 壳体和千斤顶紧固件、止水密封圈；

(4) 承压法兰片。

液压操纵系统应按现场环境条件布置，可采用管内分别控制或管外集中控制。中继环的壳体应和管道外径相同，并使壳体在管节上的移动有较好的水密封性和润滑性，滑动的一端应与管道采用特殊管节相接。

用于钢管管道的中继环构造如图 6-15 所示，其前后管段均设置环形梁，前环形梁上均布中继油缸，两环形梁间设置替顶环，供中继油缸拆除时使用。前后管段

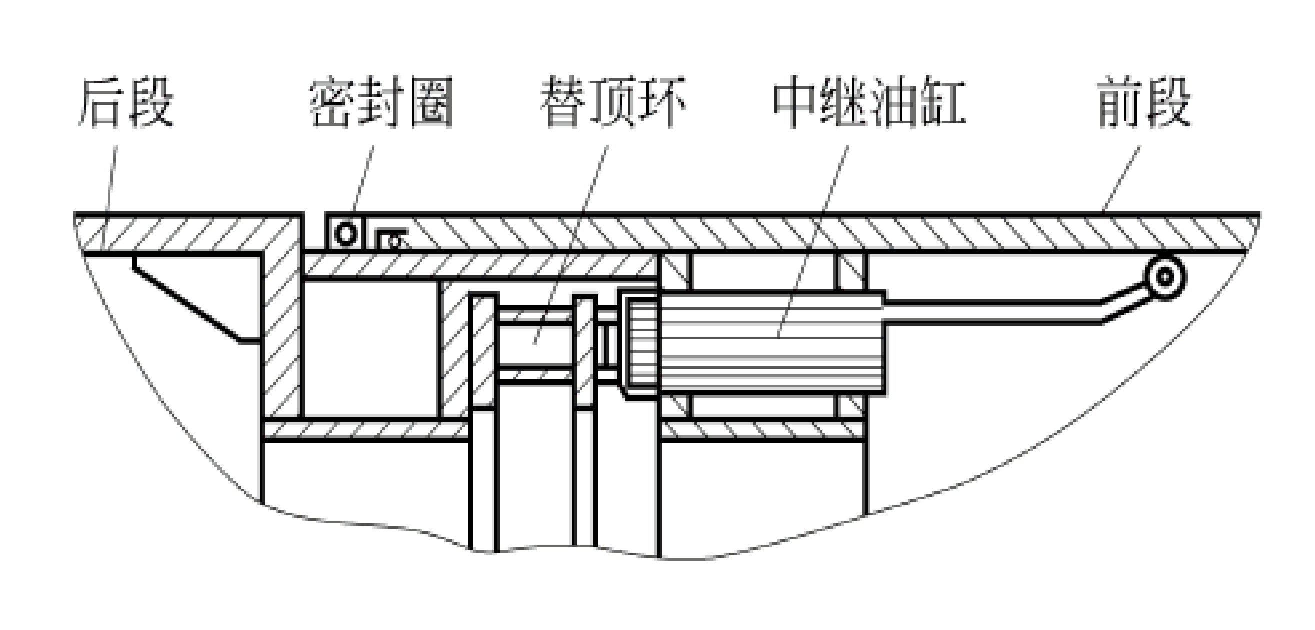


图 6-15 中继环构造图

间是套接的，其间有橡胶密封圈以防止泥水渗漏。前后环形梁在顶进结束后割除。

3. 中继环自动控制

中继环序号从顶管机向工作井依次按 1#、2#……编号。工作时，首次启动 1# 中继环工作，其后面的管段即成其顶推后座，等该中继环顶推行程达到允许行程后停止 1# 中继环，启动 2# 中继环工作，直到最后启动工作井主千斤顶，使整个管道向前顶进了一定长度。

中继环是根据控制的指令启动或停止操作的，它严格按照预定的程序动作。当置于管道中的中继环数量超过 3 只时，假如有 5 只中继环，则 1# 环的第二循环可与 4# 环的第一循环同步进行，2# 环的第二循环与 5# 环的第一循环同步进行，依次类推。因此只有前三只中继环的工作周期占用实际的顶进时间，其余中继环的动作不再影响顶管速度。应用中继环自动控制程序，可解决长距离顶管的中继环施工的工效问题。

6.3.3　各类管道及其接口

顶管所用管道按其材质分钢筋混凝土管和钢管两类，钢管接口一般采用承插、法兰、螺纹或焊接，钢筋混凝土管的接口有表 6-2 中所列的三种型式。

表 6-2　钢筋混凝土管的接口

接口型式	管内径/mm	每节管长/m	连接方式	止水材料
平口式	800，1 000，1 200	3.0	Ⅰ型钢套环	齿形橡胶圈 2 根
企口式	1 350，1 500，1 650，1 800，2 000，2 200，2 400	2.0	钢板连接	“q”形橡胶圈 1 根
承插式	2 200，2 400，2 700，3 000	2.0	F 型钢套环	齿形橡胶圈 1 根

1. 排水管道

排水管道采用的预制钢筋混凝土管道的接口型式如表 6-3 所示。

表 6-3　排水管道接口型式

编号	管内径/mm	接口型式	编号	管内径/mm	接口型式
1	300	承插式、砂浆接缝	6	1 350～1 500	平口式、有筋砂浆接缝
2	400	承插式、柔性接缝	7	1 650～1 800	平口式、柔性接缝
3	600	企口式、砂浆接缝(有筋或无筋)	8	800～2 000	平口钢套环柔性接缝
4	800	企口式、柔性接缝	9	1 350～2 400	钢板插口柔性接缝
5	1 000～1 200	平口式、砂浆接缝	10	2 200～3 000	新型企口带柔性接缝

顶管施工普遍采用表中编号 8、9、10 三种接口型式，接口构造详见图 6-16。

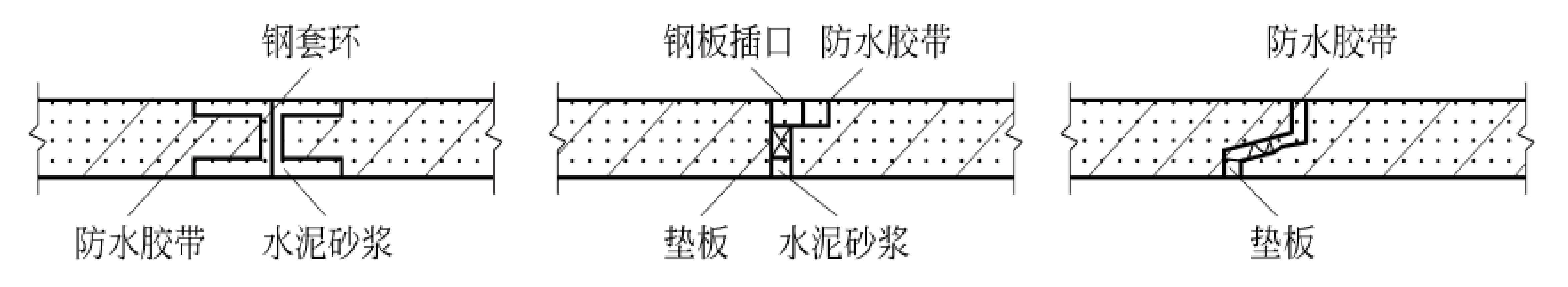


图 6-16　预制钢筋混凝土排水管道接口详图

2. 煤气管道

煤气管道一般采用铸铁管和钢管，钢管的主要类型见表 6-4。

表 6-4 煤气管道类型

管内径/mm	钢管壁厚/mm	成型方式	接头型式	管内径/mm	钢管壁厚/mm	成型方式	接头型式
73	4	螺旋缝电焊或直缝电焊电焊又分单面焊接及双面焊 如果焊钢管，管壁允许应力取该钢种所规定的抗拉强度的 80%，单面焊取 40%	一般为焊接，异型管采用法兰	500	8～10	螺旋缝电焊或直缝电焊电焊又分单面焊接及双面焊接 如果焊钢管，管壁允许应力取该钢种所规定的抗拉强度的 80%，单面焊取 40%	一般为焊接，异型管采用法兰
100	4～5			600	8～10		
150	5～6			700	8～10		
200	6～8			800	8～12		
250	6～8			900	10～12		
300	6～8			1 000	10～12		
400	6～8			1 200	10～12		

顶管管道接口施工中还必须注意以下几个方面的问题：

(1) 钢筋混凝土管接头的槽口要求尺寸准确、光洁平整且无气泡；

(2) 橡胶圈的外观和任何断面都必须致密均匀，无裂缝、孔隙和凹痕等缺陷，橡胶圈应保持清洁，无油污，且不得在阳光高温下直晒；

(3) 钢套环必须进行防腐处理，刃口无瑕疵，焊接处平整；

(4) 衬垫板厚度按设计顶力大小确定，粘贴时，凹凸对中，环向间隙应符合要求；

(5) 承插时外力必须均匀，保证橡胶圈不移位、不反转、不露出管外，否则应拔出重插；

(6) 顶管结束后，按设计要求以弹性密封膏或水泥砂浆填料填充管内间隙，并与管口抹平。

3. 上水管道

上水管道普遍采用的钢筋混凝土管及钢管类型见表 6-5。

表 6-5 上水管道类型

尺寸	管材				
	钢筋混凝土管			钢管	
管内径/mm	管节长度/m	承插接头接口间隙/mm	每 100 只接头允许渗水量/L	管壁厚度/mm	焊接接头每 100 只接头允许渗水量/L（水压<7kg/cm²）
75				4.5	
100	3.00	10	5.94	5.0	1.76
150	3.00	15	8.91	4.5～6	2.63
200	3.00	15	11.87	6～8	3.51
300	4.00	17	17.81	6～8	5.27
400	4.98	20	23.75	6～8	7.02
500	4.98	20	29.68	6～8	8.70

续表

尺寸	管　材				
	钢筋混凝土管			钢　管	
管内径/mm	管节长度/m	承插接头接口间隙/mm	每 100 只接头允许渗水量/L	管壁厚度/mm	焊接接头每 100 只接头允许渗水量/L (水压＜7kg/cm²)
600	4.98	20	35.62	8～10	10.54
700	4.98	20	41.56	8～10	12.29
800	4.98	20	47.49	8～12	14.05
900	4.98	20	53.43	10～12	15.80
1 000	4.98	20	59.37	10～12	17.56
1 200	4.98	20	71.24	10～12	21.07
1 500			89.05	10～12	26.34
1 600			106.86	10～14	31.61
2 000			118.73	10～14	35.12

6.4　顶管法施工关键技术

6.4.1　工程地质勘察要点

若决定采用顶管法来铺设一条管路，为了能够拟定最佳设计方案，首先要对顶管线路进行确定。顶管线路的工程地质勘察不仅是顶管工程设计不可缺少的程序，也是指导设计和施工的重要技术资料，其勘察要点和主要技术方法见表 6-6。

表 6-6　工程地质勘察要点和主要方法

勘察要点	主要技术方法	勘察要点	主要技术方法
土层类别、埋深	钻探、井探	地下管线	调查、工程物探
各土层土体的物理、力学性质	土工试验	地下洞室	调查、工程物探
地下水位、压力	钻探	临近建筑物基础	调查
地下水和土的腐蚀性	土、水分析	地面动载	调查、计算
土层冻结深度	调查		

6.4.2　顶进方向控制

在顶管的顶进过程中要严格控制方向，一方面能校正在直线上、曲线上、坡道上的管道偏差；另一方面能保证曲线、坡道上所要求的方向变更。

在顶进过程中，应经常对管道的轴线进行观测，发现偏差须及时采取措施纠正。

管道偏离轴线主要是由于作用于顶管机的外力不平衡造成的，外力不平衡的主要原因有：

(1) 推进的管线不可能绝对在同一直线上；

(2) 管道截面不可能绝对垂直于管道轴线；

(3) 管节之间垫板的压缩性不完全一致;

(4) 顶管迎面阻力的合力不一定与顶管后端推进顶力的合力重合一致;

(5) 推进的管道在发生挠曲时,沿管道纵向的一些地方会产生约束管道挠曲的附加抗力。

上述原因造成的直接后果就是顶管的顶力产生偏心。顶进施工中应随时监测顶进中管节接缝上的不均匀压缩情况,从而推算接头端面上的应力分布状况及顶推合力的偏心度,并据此调整纠偏幅度,防止因偏心度过大而使管节接头压损或管节中部出现环向裂缝。

顶进中的方向控制可采用以下几种措施:

(1) 严格控制挖土,两侧均匀挖土,左右侧切土钢刃角要保持吃土 10cm,正常情况下不允许超挖;

(2) 发生偏差,可采用调整纠偏千斤顶的编组操作进行纠正,要逐渐纠正,不可急于求成,否则会造成忽左忽右;

(3) 利用挖土纠偏,多挖土一侧阻力小,少挖土的一侧阻力大,利用土本身的阻力纠偏;

(4) 利用承压壁顶铁调整,加换承压壁顶铁时,可根据偏差的大小和方向,将一侧顶铁楔紧,另一侧顶铁楔松或留 1~3cm 的间隙,顶进开始后,则楔紧一侧先走,楔松一侧不动,这种方法很有效,但要严格掌握顶进时楔的松紧程度,掌握不好容易使管道由于受力不均而出现裂缝。

以上这些措施在顶进施工中可以同时采用,也可单独使用,主要根据具体情况采取相应的措施。

6.4.3 减少顶进阻力措施

顶管的顶进阻力主要由迎面阻力和管壁外周摩擦阻力两部分组成。为了充分发挥顶力的作用,达到尽可能长的顶进距离,除了在管道中间设置若干个中继环外,更为重要的是尽可能降低顶进中的管壁外周摩擦阻力。目前常用的顶管减阻措施为触变泥浆减阻。

1. 原理及适用条件

将按一定配合比制成的膨润土泥浆压入已顶进土层中的管节外壁,并填满管节外壁与周围土壤间的空隙。此时管壁周围形成一个充满泥浆的外环,在外环和圆管之间,通过膨润土泥浆,使土压力间接传递到圆管上。由于圆管整体均为膨润土悬浮液所包围,必然受到浮力。故在顶进中,只要克服管壁与膨润土泥浆间的摩擦阻力即可。由于膨润土泥浆的触变性及其润滑作用是相当突出的,在未压注泥浆的情况下,管壁表面摩擦阻力约为 10~15kPa,而采用泥浆压注后总阻力仅为一般顶进法的 1/6~1/4。

2. 性能及制作

触变泥浆系膨润土、苛性钠(NaOH)或碳酸钠(Na_2CO_3)及水,按一定的配合比混合而成,加碱的作用在于使泥浆形成胶体,保持良好的稠度及和易性,土颗粒不易沉淀。配合比的参考资料见表 6-7。

表 6-7 触变泥浆配合比

配方号	干膨润土重量比/%	水重量比/%	碱重按土重量的%计
1	20	80	4
2	25	75	4
3	14	86	2

触变泥浆的制作方法是先将膨润土碾成粉末，徐徐洒入水中拌和，使呈泥浆状，再将碱水倒入泥浆中拌和均匀。此后泥浆逐渐变稠，数小时后即成糊状。由于膨润土都是天然沉积的黏土，产地不同，化学成分常有变化，故制浆配合比应相应调整。例如按某种配合比制成泥浆后，如经过一昼夜后仍然太稀，此时可先提高用碱量或同时适当增加膨润土，再过 24h，如泥浆呈糊状即为适度。最好的办法是用剪力仪测出剪力与稠度，使泥浆稠度掌握适度。

触变泥浆的稠度与压入土层中的土壤颗粒粒径有关，故在 $1m^3$ 泥浆中应有适量的膨润土才能保证泥浆的稳定性。如果泥浆太稀，就失去其支承和润滑作用。在通常情况下，$1m^3$ 泥浆中至少应有 40kg 膨润土。表 6-8 为土壤颗粒粒径与泥浆中的膨润土含量关系。

表 6-8　土壤颗粒粒径与泥浆中膨润土含量关系

压浆土层的土壤平均粒径/mm	$1m^3$ 泥浆中干状膨润土含量/($kg \cdot m^{-3}$)	压浆土层的土壤平均粒径/mm	$1m^3$ 泥浆中干状膨润土含量/($kg \cdot m^{-3}$)
50.0	100	1.0	34
30.0	82	0.3	24
10.0	60	0.2	21
3.0	45	0.1	18
2.0	40		

3. 泥浆压注

在整个顶进过程中，在顶进范围内，要不断地压注膨润土泥浆，并使其均匀地分布于管壁周围，因此压浆嘴必须沿管壁周围均匀设置。压浆嘴的间距及其数量，应按泥浆在土壤中的扩散程度而定。如在密实的砂层和砂砾层中，间距要小；在松散的砾石层中则可适当放大。压浆嘴的布置，可采用在整个管周上用一根环形管与各压浆嘴相连接，也可将压浆嘴分成上半部和下半部，各自联成一组。在顶进中由圆管下半部压浆嘴压浆易于扩散，而在静止时则由上半部压浆嘴压浆易于扩散。为避免泥浆流入工面作，通常在切削环后部第二节圆管处开始压浆。由于顶进中泥浆是随着圆管向前移动的，常常会使后部形成空隙，故每隔一定距离应设置压浆孔进行中间补浆。

为使压浆产生良好的效果，施工时应做到：

(1) 对工点进行调查研究，摸清土层情况，分析出大颗粒含量及颗粒级配；

(2) 根据土层颗粒粒径，确定膨润土泥浆的稠度；

(3) 计算出土层压力，据以求出膨润土悬浮液注入的压力；

(4) 注意做到连续压浆，使其饱满、均匀。

6.4.4　接力顶推技术

在采用管尾顶进方式，顶管的顶推力必然随着顶进长度的增加而增大。但由于受到顶推动力和管道强度的制约，顶推力并不能无限制地增大。因此只采用管尾推进方式，管道的顶进距离必然受到限制。一般采用中继环接力顶推技术加以解决。

6.4.5 顶管土体稳定性验算

在开挖和顶进过程中，尽量减小对正面土体的扰动是防止坍塌、涌水和确保正面土体稳定的关键。正面土体的失稳会导致管道受力情况急剧变化，甚至会造成顶进方向的偏离。

顶管工程中，多数情况下必须有顶管工作井。顶管工作井一般采用沉井结构或钢板桩支护结构，除了需要验算结构的强度和刚度外，还应确保后靠土体的稳定性，可以采用注浆、增加后靠土体地面超载等方式限制后靠土体的滑动。若后靠土体失稳，不仅会影响顶管的正常施工，严重的还会影响到周围环境。

复习思考题

（1）举例说明非开挖技术在地下工程中的应用。

（2）试推导顶管承压壁后靠土体的稳定验算的理论计算公式。

第7章

明挖基坑支护结构设计

7.1 基坑支护概述

基坑是为了修筑建筑物的基础或地下室、埋设市政工程的管道以及开发地下空间(如地铁车站、地下商场)等所开挖的地面以下的坑。

基坑支护工程是指在基坑开挖时,为了保证坑壁不致坍塌、保护主体地下结构的安全以及使周围环境不受损害所采取的工程措施的总称。

在基坑施工时,有的有支护措施,称之为有支护基坑工程;有的则没有支护措施,称之为无支护基坑工程。无支护基坑工程一般是在场地空旷、基坑开挖深度较浅、环境要求不高的情况下才能采用,如放坡开挖,这时主要应考虑边坡稳定和排水问题。但随着城市的发展,建筑物基础深度加大,建筑物及地下管线等越来越密集,可施工的空间越来越狭小,而且周围环境要求提高,相应地对基坑支护工程也提出了越来越高的要求。基坑工程是一个复杂的系统工程,构成的要素较多,本章主要介绍有支护基坑工程的支护结构设计。

7.1.1 支护结构

支护结构是指基坑支护工程中采用的支护墙体(包括防渗帷幕)以及内支护系统(或土层锚杆)等的总称。

1. 支护墙体(包括防渗帷幕)

支护墙体是指承受坑内外水、土侧压力以及内支护反力或锚杆拉力的墙体,是保证坑壁稳定的一种临时挡墙结构。防渗帷幕的作用是在防止坑外的水渗流进入坑内,并控制由于坑内外水头差造成的流砂及管涌等现象(图7-1)。

2. 内支护系统

内支护系统是由围梁、支护杆件以及立柱等组成的结构体系,其作用是同坑底

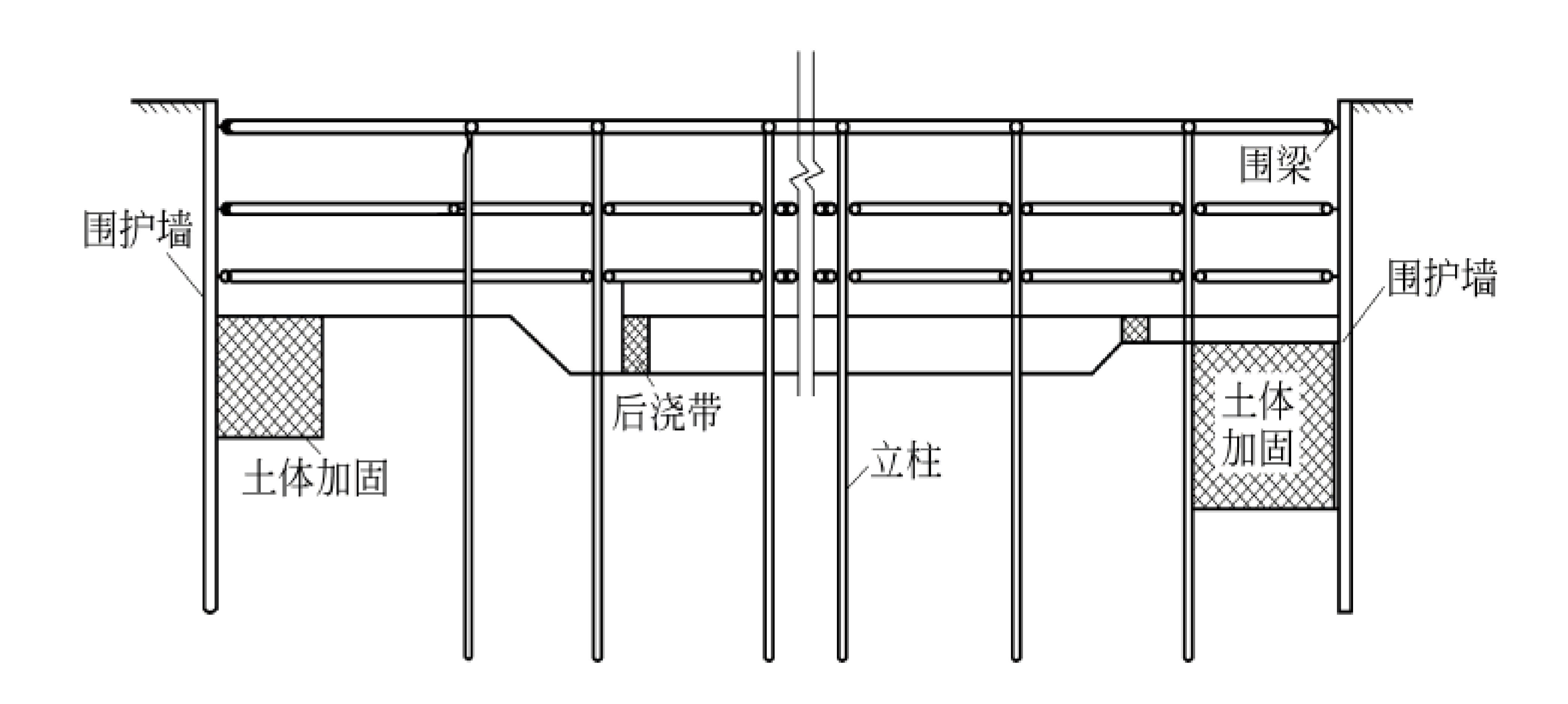


图 7-1 支护结构与地基加固

被动区土体共同平衡支护墙体外的主动区压力(包括土压力、水压力及地面荷载引起的侧压力)。围梁是一道或几道沿着支护墙体内侧设置,把支护墙体所受的力相对均匀地传递给内支护杆件的水平向梁。支护杆件承受着围梁传来的轴力和弯矩。立柱的作用一方面是承受支护及施工荷载的重量,另一方面增加对支护杆件的约束(图 7-1)。

3. 土层锚杆

土层锚杆是一种一端固定在开挖基坑外的稳定地层内,另一端与支护墙相连接的受拉杆件。其作用同内支护系统,它不设置在基坑内,使基坑内有宽敞的工作环境。

7.1.2 地基加固

为提高支护墙被动侧土体的强度及模量、减少主动侧土压力以及抵抗坑底承压水等而在支护墙内外侧对地基进行加固的措施。

地基加固从施工工艺上分类往往有:①水泥土深层搅拌桩;②旋喷桩;③注浆。

从加固位置来分类有:

(1) 支护墙体的被动侧。提高被动区土的抗力,减少支护墙侧向位移(见图 7-1)。

(2) 支护墙体的主动侧。减少主动区土的压力,同时还可起到增强防渗帷幕的作用。

(3) 坑底以下。在开挖前于坑底以下与支护墙底平面以上之间某范围内做一不透水加固土层,并与周围墙体连成整体,利用加固土层以上土重来平衡和抵抗承压水。

7.1.3 井点降水

在基坑开挖前,在坑内四周预先埋入深于坑底的一系列井管,利用抽水设备连续抽水,在井管周围形成降水漏斗,使地下水位低于坑底的降水方法,详见第 10 章地下工程降水与防水设计。

7.1.4 开挖过程

分层分块将坑底以上土体挖除,开挖顺序应根据整个基坑体系的稳定等计算确定。

7.1.5　施工监测

监测是指在基坑工程施工过程中,对基坑支护结构、其周围地层、附近建筑物、地下管线等的受力和变形进行的量测。其目的主要在于确保基坑工程本身的安全;对基坑周围环境进行有效的保护;检验设计所采用参数及假定的正确性;并为改进设计、提高工程整体水平提供依据。

7.2　支护结构类型

7.2.1　重力式挡土墙

重力式挡土墙是一种常用的挡土结构,它是依靠挡土墙本身的自重来平衡坑内外土压力差。墙身材料通常采用水泥土搅拌桩、旋喷桩等(见图 7-2),由于墙体抗拉、抗剪强度较小,因此墙身需做成厚而重的刚性墙以确保其强度及稳定。

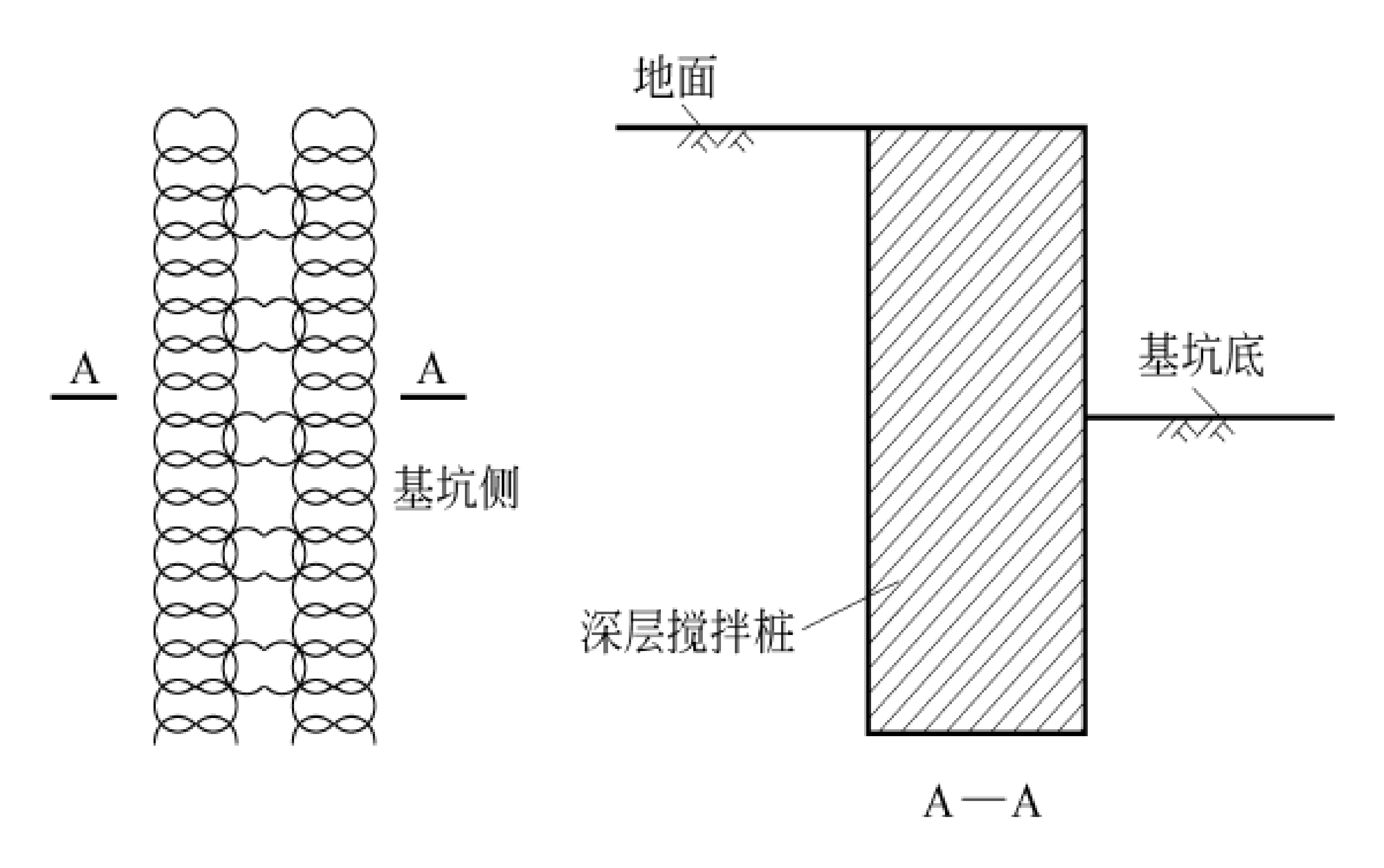


图 7-2　重力式挡土墙

重力式挡土墙具有结构简单、施工方便、施工噪音低、振动小、速度快、止水效果好、造价经济等优点。缺点是宽度大,需占用地基红线内一定面积,而且墙身位移较大。重力式挡土墙主要适用于软土地区、环境要求不高、开挖深度小于或等于 7m 的情况。

7.2.2　排桩与地下连续墙式挡土结构

排桩或地下连续墙式挡土结构的材料一般为型钢或钢筋混凝土,它们能承受较大的内力,根据有无支护以及支护设置的位置可分成以下三种类型:

(1) 悬臂桩墙式挡土结构。不设置内支护或土层锚杆等,基坑内施工方便。由于墙身刚度小,所以内力和变形均较大,当环境要求较高时,不宜用于开挖较深的基坑。

(2) 单层或多层内支护桩墙式挡土结构。设置的内支护可有效地减少支护墙体的内力和变形,通过设置多道支护可用于开挖很深的基坑。但设置的内支护对土方的开挖以及地下结构的施工带来较大不便。内支护可以是水平的,也可以是倾斜的。

(3) 单层或多层土层锚杆桩墙式挡土结构。通过固定于稳定土层内的锚杆来减少支护墙体的内力与变形,设置多层锚杆,可用于开挖深度较大的基坑。

1. 支护桩墙类型及特点

1) 钢板桩

如图 7-3 所示,钢板桩截面形式有多种,如 U 形、H 形、Z 形、钢管等。其优点是材料质量可靠,防水性能较好,软土中施工速度快、操作简单,可重复使用,占地小,结合多道支护,可用于较深基坑。不足的是价格较贵、施工噪音及振动大、刚度小、变形大、需注意接头防水,拔桩时容易引起土体移动导致周围环境发生较大沉降。有些钢板桩(如 H 形钢板桩、钢管)需另设咬合装置做到自防水,否则还需采取防渗措施。

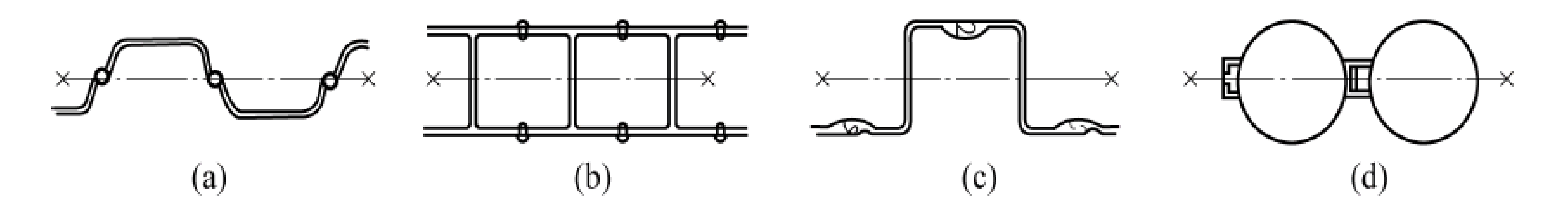


图 7-3 钢板桩

(a) U 形钢板桩;(b) H 形钢板桩;(c) Z 形钢板柱;(d) 钢管桩

2) 钢筋混凝土板桩

如图 7-4 所示,截面有矩形凹凸槽结合、工字形薄壁和方形薄壁三种形式。矩形凹凸槽结合的截面形式厚度可以做到 50cm,长度可以做到 20m,宽度一般为 40~70cm。板桩两侧设置阴阳凹凸槽,打桩后可灌浆,堵塞接头渗漏。工字形及方形薄壁截面在 50cm×50cm 左右,壁厚 8~12cm,采用预制和现浇相结合的制作方式,此外在板桩中间需结合注浆来防渗。

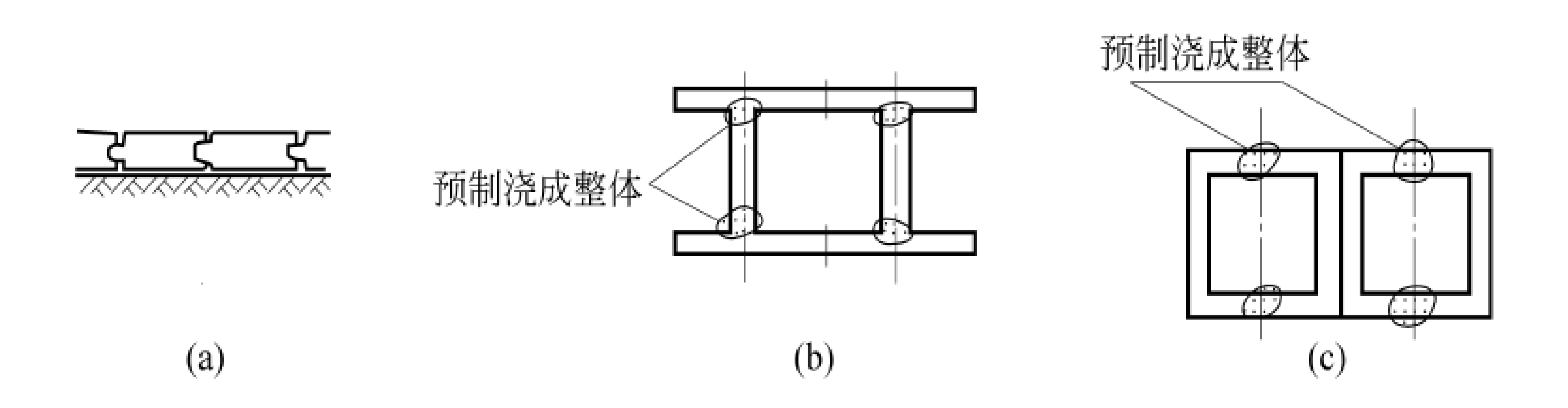


图 7-4 钢筋混凝土板桩

(a) 矩形凹凸槽结合;(b) 工字形薄壁;(c) 方形薄壁

钢筋混凝土板桩的优点是比钢板桩造价低。缺点是施工不便、工期长、施工噪音大、振动及挤土大、接头防水性能较差。不宜在建筑密集的市区内使用,也不适用于在硬土层中施工。

3) 钻孔灌注桩

钻孔灌注桩作为支护桩的几种平面布置如图 7-5 所示,桩径一般在 600~1 200mm。当地下水位较低时,包括间隔排列在内都无须采取防水措施。当地下水位较高时,相切搭接排列往往因施工中桩的垂直度不能保证以及桩体缩颈等原因达不到自防水效果,因此常采用间隔排列与防水措施相结合的形式,可以采用深层搅拌桩、旋喷桩或注浆等作为防水措施。

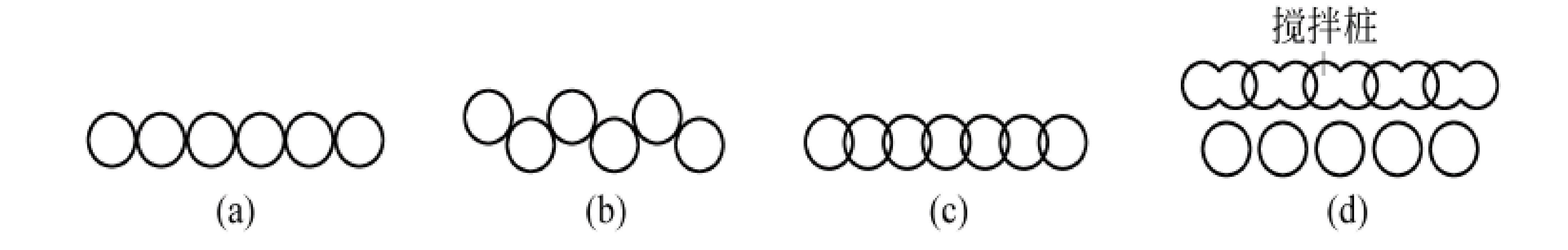


图 7-5　钻孔灌注桩的平面布置

(a) 一字形相切排列；(b) 交错相切排列；(c) 一字形搭接排列；(d) 间隔排列及防水措施

钻孔灌注桩的优点是施工噪音低、振动小、对环境影响小、自身刚度和强度较大。缺点是施工速度慢、质量难控制、需处理泥浆、自防水差、需结合防水措施、整体刚度较差。适用于软土地层，开挖深度可在 5～12m，甚至更深；在砂砾层和卵石中施工慎用。

其他如树根桩、挖孔灌注桩等与其相似。

4) SMW 工法

在水泥土搅拌桩内插入 H 型钢或其他种类的受拉材料形成一种同时具有受力和防渗两种功能的复合结构形式，即劲性水泥土搅拌桩法，日本称为 SMW 工法。其平面布置形式有多种，如图 7-6 所示。SMW 工法的优点是施工噪音低、对环境影响小、止水效果好、墙身强度高。缺点是应用经验不足、H 型钢不易回收且其造价较高。凡适合应用水泥土搅拌桩的场合均可采用 SMW 工法，开挖深度可较大，应用前景较好。

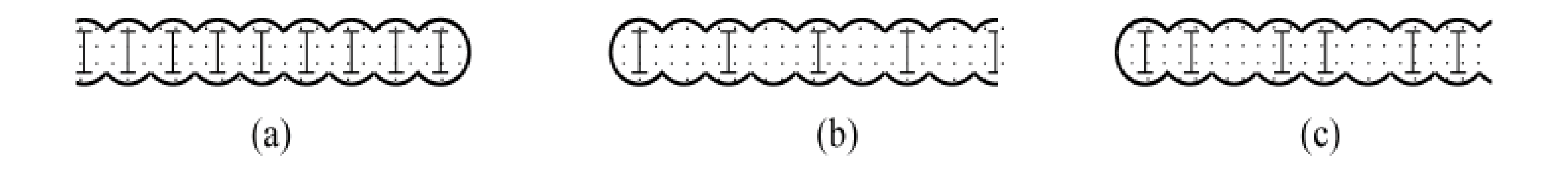


图 7-6　SMW 工法

(a) 全孔设置；(b) 隔孔设置；(c) 组合式

5) 地下连续墙

在基坑工程中，其平面布置的几种形式如图 7-7 所示。连续墙壁厚通常有 60cm、80cm 及 100cm，深度可达数十米。地下连续墙的优点是施工噪音低、振动小、整体刚度大、能自防渗、占地少、强度大。缺点是施工工艺复杂、造价高、需处理泥浆。适用于软弱地层，在建筑密集的市区可施工，常用于开挖 10m

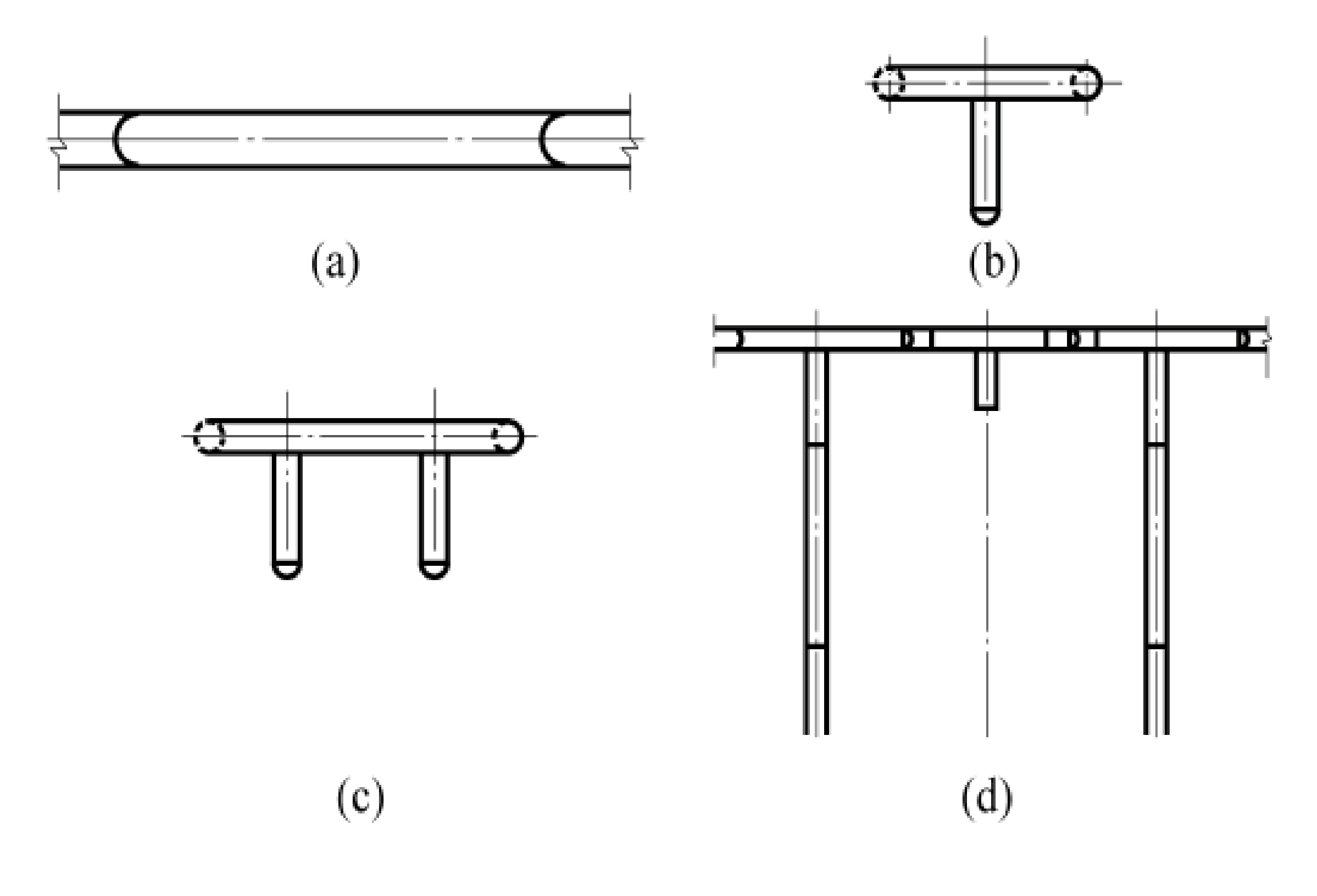


图 7-7　地下连续墙

(a) 壁板式；(b) T 形；(c) Π 形；(d) 格形

以上深度的基坑,还可同时作为主体结构的组成部分。

2. 内支护结构类型及特点

1) 按材料分类

现浇钢筋混凝土。截面一般为矩形,具有刚度大、强度易保证、施工方便、整体性好、节点可靠、平面布置形式可灵活多变等优点。但支护浇筑及其养护时间长导致支护结构暴露状态的时间长,影响工期,此外自重大,拆除支护有难度且对环境影响大。

钢结构。截面一般为单股钢管、双股钢管、单根工字(或槽、H 型)钢,组合工字(或槽、H 型)钢等。安装和拆卸方便、施工速度快、可周转使用、可加预应力、自重小。缺点是施工工艺要求较高、构造及安装相对较复杂、节点质量不易保证、整体性较差。

此外,有的基坑支护采用钢支护及钢筋混凝土支护相结合的形式,可各取所长。

2) 按布置形式分类

布置方式有多种,如图 7-8 所示。

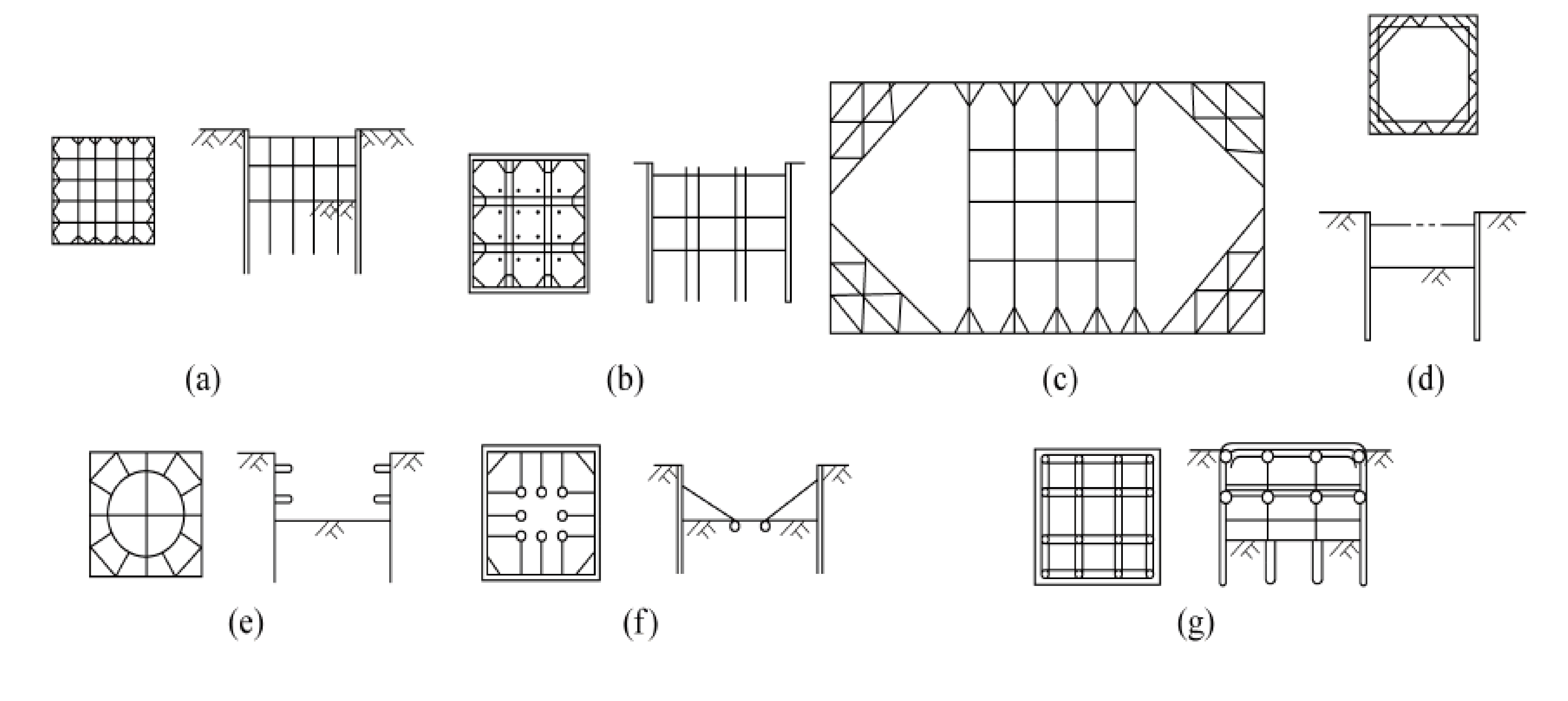


图 7-8 内支护的布置形式

(a) 纵横对支构成的井字形;(b) 井字形集中式;(c) 角支结合对支;(d) 边桁架;
(e) 圆形环梁;(f) 竖直向斜支;(g) 逆筑法

纵横对支构成的井字形。这种布置形式安全稳定、整体刚度大。缺点是土方开挖及主体结构施工困难、拆除困难、造价高。此种形式往往在环境要求很高、基坑范围较大时采用。

井字形集中式布置。挖土及主体结构施工相对较容易,缺点是整体刚度及稳定性不及井字形布置。

角支结合对支。挖土及主体结构施工较方便,缺点是整体刚度及稳定性不及井字形布置的支护。基坑的范围较大以及坑角的钝角太大时不宜采用。

边桁架。挖土及主体结构施工较方便,但整体刚度及稳定性相对较差。适用的基坑范围不宜太大。

圆形环梁。较经济、受力较合理、可节省钢筋混凝土用量、挖土及主体结构施工较方便。但坑周荷载不均匀,土性软硬差异大时慎用。

竖直向斜支。优点是节省立柱及支护材料;缺点是不易控制基坑稳定及变形,与底板及地下结构外墙连接处结构难处理。适用于开挖面积大而挖深小的基坑。

逆筑法。节省材料,基坑变形较小;缺点是对土方开挖及地下整个工程施工组织提出较高的技术要求。在施工场地受限制或地下结构上方为重要交通道路时采用。

3. 土层锚杆类型及特点

如图 7-9 所示,土层锚杆体系由围梁、托架及锚杆三部分组成。腰梁可采用工字钢、槽钢或钢筋混凝土结构,托架材料为钢材或钢筋混凝土,锚杆由锚杆头部、拉杆及锚固体三部分组成,锚杆头部将拉杆与支护墙牢固地连接起来,使支护结构承受的土侧向压力可靠地传递到拉杆上去并将其传递给锚固体,锚固体将来自拉杆的力通过摩擦阻力传递给地基稳固的地层中去。

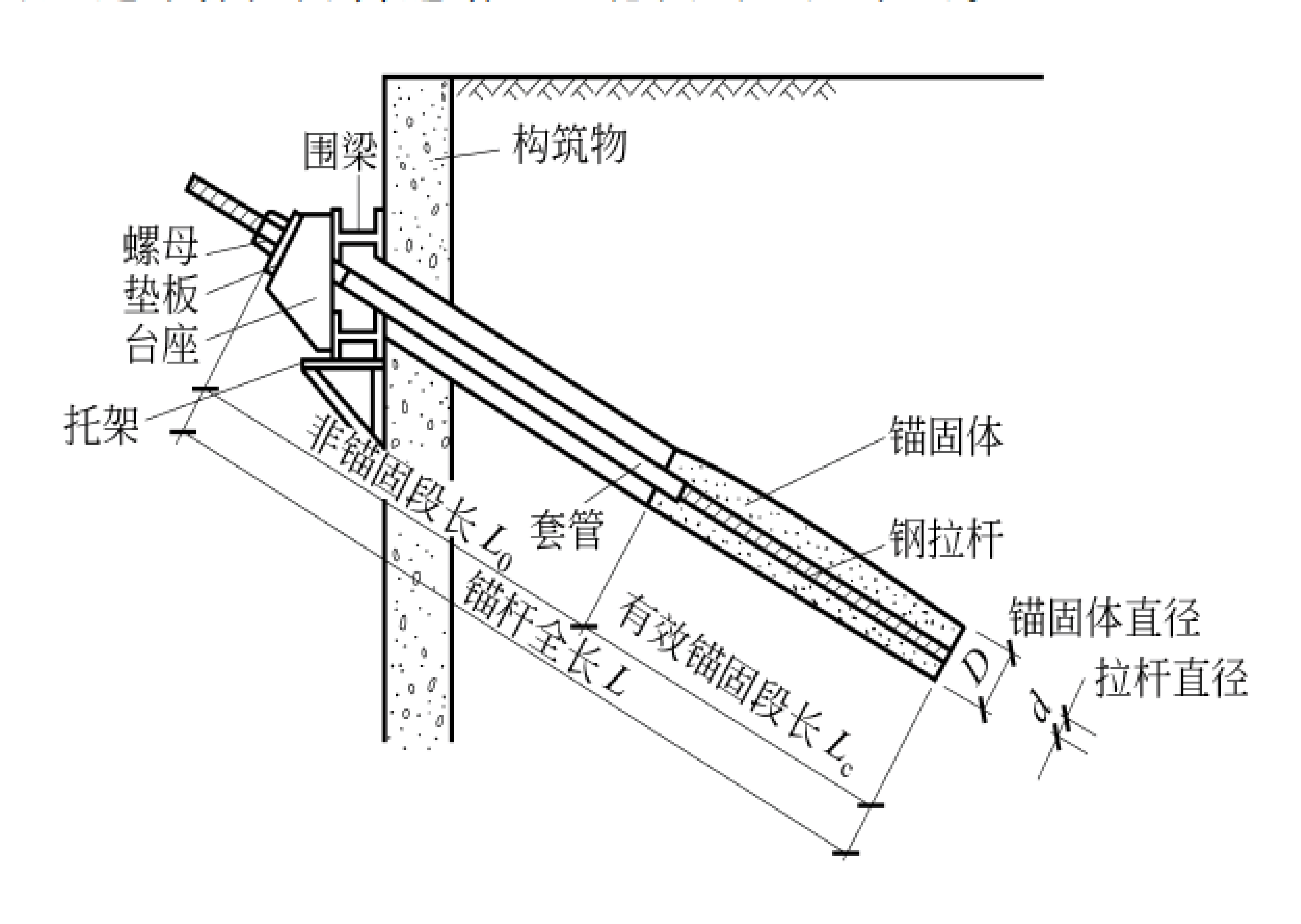


图 7-9　土层锚杆结构

土层锚杆的优点是基坑开敞,坑内挖土及地下主体结构施工方便,造价经济。适用于基坑周围有较好土层以利于锚杆锚固,锚杆施工范围内无障碍物,周围环境允许打设锚杆等条件。缺点是稳定性及变形依赖于锚固的效果。

7.2.3　逆作拱墙挡土结构

逆作拱墙这种支护结构截面构造如图 7-10 所示,拱墙截面宜为 Z 字形(图 7-10(a)),拱壁的上下端加的是肋梁;当基坑较深,一道 Z 字形拱墙的高度不够时,可由数道拱墙叠合组成(图 7-10(b)、(c)),沿拱墙高度应设置数道肋梁;当基坑边可施工的场地狭窄时,可不加肋,但应加厚拱壁(图 7-10(d))。拱墙的壁厚一般小于 50cm,厚壁拱的壁厚一般小于 70cm。拱墙材料为强度等级不低于 C25 的钢筋混凝土结构。

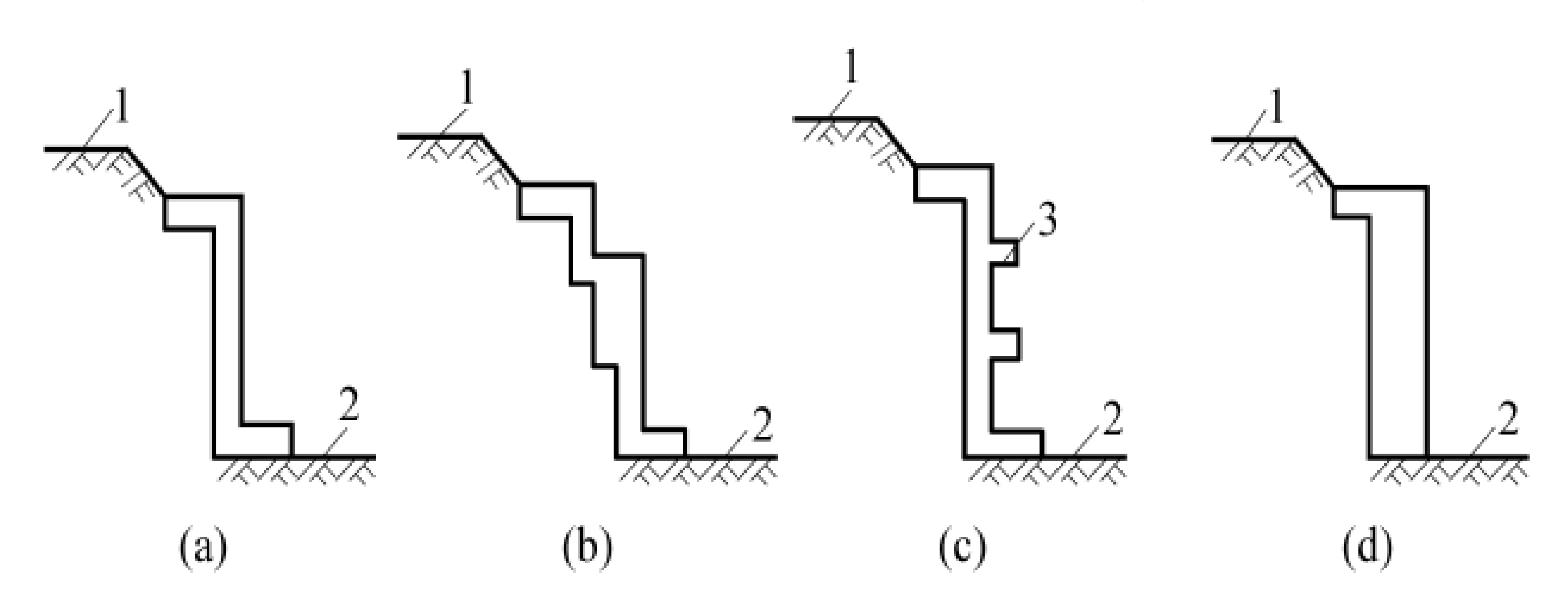


图 7-10　拱墙截面构造示意图

1—地面;2—坑底;3—肋梁

逆作拱墙可由全封闭的拱墙(闭合拱墙)或局部拱墙与其他支护结构组合(非闭合拱墙)。逆作拱墙适用于基坑开挖面以上无地下水,开挖深度小于 10m 的基坑。

7.2.4 土钉支护结构

土钉支护是以土钉作为主要受力构件的边坡支护技术,它由密集的土钉群、被加固的原位土体、喷射混凝土面层和必要的防水系统组成。如图 7-11 所示。

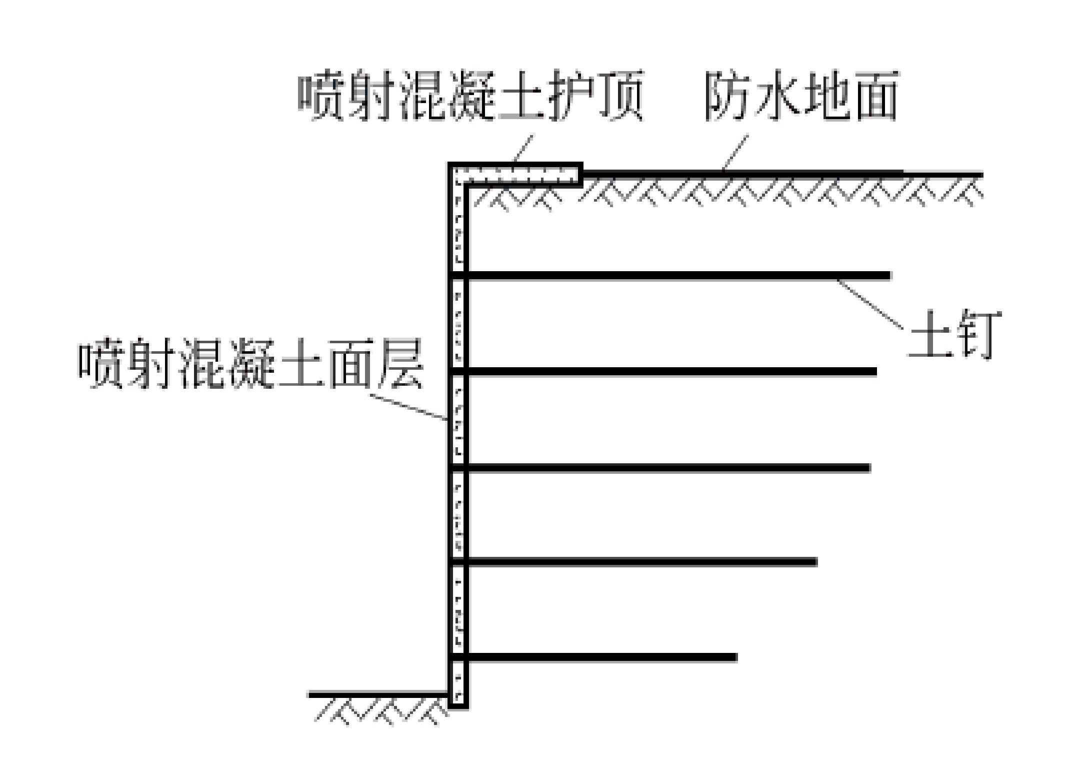


图 7-11 土钉支护截面构造示意图

土钉是用来加固或同时锚固现场原位土体的细长杆件。通常采用土中钻孔、放入变形钢筋(即带肋钢筋)并沿孔全长注浆的方法做成。土钉依靠与土体之间的界面黏结力或摩擦力,在土体发生变形的条件下被动受力,并主要承受拉力作用。土钉也可采用钢管、角钢等作为钉体,采用直接击入的方法置入土中。

7.3 基坑支护设计依据

7.3.1 相关规范规程

基坑工程根据其重要性分成若干个等级,各地区的划分标准不尽相同。不同等级的基坑设计时其安全系数、变形控制标准等要求是不一样的。

我国目前已有正式颁布的中华人民共和国行业标准《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—99)等有关基坑支护工程的规范规程,部分地区也已有各自的地区规程,这些基坑工程的设计规程是设计时的重要依据之一。此外,还有如钻孔灌注桩、深层搅拌桩、地下连续墙和土钉墙等设计施工技术规程规范以及钢结构、钢筋混凝土结构以及地基基础设计规范等,这些规程规范也是进行基坑支护工程设计的重要依据。

7.3.2 地质勘察资料

1. 工程地质资料

场地土层分布情况、层厚、土层描述、地质剖面以及土层物理力学性质指标的掌握是进行基坑方案选择和进行基坑稳定性、内力变形计算时不可缺少的依据。表 7-1 列出了基坑支护工程设计时所需的各项土的物理力学性质指标。

2. 水文地质资料

场地地层中地下水文条件在设计前应查清,如地下水位、承压水等情况,因为流砂、管涌、渗流等产生均与水文地质条件有关。

表 7-1　土的物理力学性质指标与基坑设计的关系

指　标	测试参数	符　号	设计计算应用
物理性指标	孔隙比	e	流砂、管涌分析计算
	含水量	ω	支护墙侧水、土压力计算
	密度(重度)	$\rho(\gamma)$	
	不均匀系数	C_u	流砂、管涌分析计算
压缩性指标	压缩模量	$E_{S0.1\sim0.2}$	支护墙体、周围土体变形及随时间关系计算;坑底回弹量计算
	压缩系数	$a_{0.1\sim0.2}$	
	固结系数	C_v	
	回弹指数	C_e	
渗透性指标	渗透系数	k_v,k_h	抗渗、降水、固结计算
强度指标	固结快剪黏聚力、内摩擦角	c_{cq},φ_{cq}	支护墙侧土压力;基坑坑底土抗隆起;整体圆弧滑动、支护墙抗倾覆、抗滑等计算
	固结不排水黏聚力、内摩擦角	c_{cu},φ_{cu}	
	有效黏聚力、内摩擦角	c',φ'	
	无侧限抗压强度	q_u	
	十字板剪切强度	τ_f	

7.3.3　工程环境条件

周围环境条件是选择方案、确定支护结构位移、基坑稳定安全系数控制标准等工作的重要依据,一般应掌握如下几方面的周围环境资料。

1. 邻近构筑物情况

应掌握邻近建筑物分布情况、结构形式、质量情况、基础状况及建筑红线位置等。

2. 周围道路情况

应掌握周围道路的交通情况、路基情况、路面结构等。

3. 周围管线情况

应掌握以下管线情况:

(1) 地下管道

煤气、上水、下水等管道的使用功能、位置、埋深、大小、构造及接头等情况。

(2) 电缆线

地上、地下电缆的埋设、架设及其使用等情况。

4. 浅层地下障碍物情况

特别在市区,浅层地层往往有地下障碍物,如旧建筑物的桩或基础、废弃人防工程、地下室、工业或建筑垃圾等,这些障碍物分布复杂,应充分掌握,以免造成停工、修改设计及事故隐患等。

7.3.4 主体结构设计资料

用地红线图、建筑平面图、剖立面图、地下结构图以及桩位布置图等是确定支护结构类型、进行平面布置、支护结构布置、立柱定位等必不可少的资料。

7.3.5 场地施工条件

在考虑基坑支护方案、确定控制标准时，应充分注意到场地的施工条件，如场地为施工提供的空间、施工允许的工期、环境对施工的噪音、振动、污染等的允许程度以及当地施工所具有的施工设备、技术等条件。

7.4 重力混凝土挡墙设计

7.4.1 设计内容

1. 墙体宽度和深度

墙体宽度和深度的确定与基坑开挖深度、范围、地质条件、周围环境、地面荷载以及基坑等级等有关。初步设计时可按经验确定，一般墙宽可取为开挖深度的 0.6～0.8 倍，坑底以下插入深度可取为开挖深度的 0.8～1.2 倍。

初步确定墙体宽度和深度后，要进行整体圆弧滑动、抗滑、坑倾覆、墙体结构强度以及抗渗验算，验证是否满足要求。

2. 宽度方向布桩形式

最简单的布置形式就是不留空档，打成实体，但这样做较浪费，为节约工程量，常做成格栅式。

3. 墙体强度

一般采用 42.5MPa 普通硅酸盐水泥，水泥土支护体的强度要求龄期一个月的无侧限抗压强度不于小 0.8MPa。掺入外掺剂具有改善土性、提高强度、节约水泥、促进早强、缓凝或减水等作用，外掺剂的使用与水泥品种、水灰比、气候条件等有关，选用时应有一定经验或事先进行室内试块试验。粉煤灰是具有较高活性和明显的水硬性的工业废料，可明显提高水泥土强度及早期增长速度；三乙醇胺为早强剂，用量一般为 0.05%～0.20%；木质素磺酸钙为减水剂，起减水作用，可以增加水泥浆稠度，利于泵送，用量一般为 0.2%～0.5%。

4. 其他加强措施

1）坑底加固

有的场地基坑边与建筑红线之间距离有限，不能满足正常的搅拌桩宽度的要求，这时可考虑减小坑

底以上搅拌桩宽度，加宽坑底以下搅拌桩宽度，因为这部分搅拌桩可设置于底板以下，从而增强了稳定性，同时能提高被动区抗力。

2）墙身插毛竹或钢筋

插毛竹时，毛竹的小头直径宜不小于 5cm，长度宜不小于开挖深度，插毛竹能减少墙体位移和增强墙体整体性；插钢筋时，钢筋长度一般为 1～2m，由于钢筋与水泥土接触面积小，所能提供的握裹力有限，但施工方便。

3）墙顶现浇混凝土路面

厚度不小于 150mm，内配双向钢筋网片，不但便于施工现场运输，也利于加强墙体整体性，防止雨水从墙顶渗入挡墙格栅而损坏墙体。

7.4.2　土压力计算

作用于重力式水泥土挡墙上的侧压力可按朗肯土压力理论计算，即假设墙面竖直光滑、墙后土面水平、土体处于极限平衡状态。地下水位以下的土体侧压力有两个计算原则，即水土合算和水土分算。

1. 水土分算原则

水土分算原则是分别计算土压力和水压力，两者之和即总的侧压力。这一原则适用于土的渗透性较好的土层，如砂土、粉土和粉质黏土。

按水土分算原则计算土压力时，采用有效重度。从理论上讲采用有效抗剪强度指标 c'、φ' 是正确的，但当前工程地质勘察报告中极少提供有效抗剪强度指标。通过一些工程的实测，近似地可以采用三轴的固结不排水或固结快剪试验峰值指标来计算土压力。

计算水压力时应按支护墙体的隔水条件和土层的渗流条件，先对地下水的渗流条件作出判断，区分地下水处于静止无渗流状态还是地下水发生绕防渗帷幕底的稳定渗流状态，不同的状态采用不同的水压力分布模式。

2. 水土合算原则

水土合算原则适用于不透水的黏土层，并采用天然重度。

水土分算得到的墙上作用力比水土合算的大，因此设计的墙体结构费用高，而有些土层一时难以确定其透水性时，则需从安全使用和投资费用两方面作出判断。

对于地基土成层、墙后有无穷分布或局部超载、墙后土面倾斜等情况下的土压力计算可参阅有关文献，此处不再详述。

7.4.3　基本验算

在初步确定了墙体的宽度、深度、平面布置及材料之后，应进行下列计算，以验算设计的挡土墙是否满足变形、强度及稳定性等要求。

重力式水泥土挡墙的验算主要有以下一些内容：

(1) 抗倾覆验算；

(2) 抗滑验算；

(3) 抗渗验算；

(4) 整体圆弧滑动稳定验算；

(5) 墙体结构强度验算。

计算简图见图 7-12。

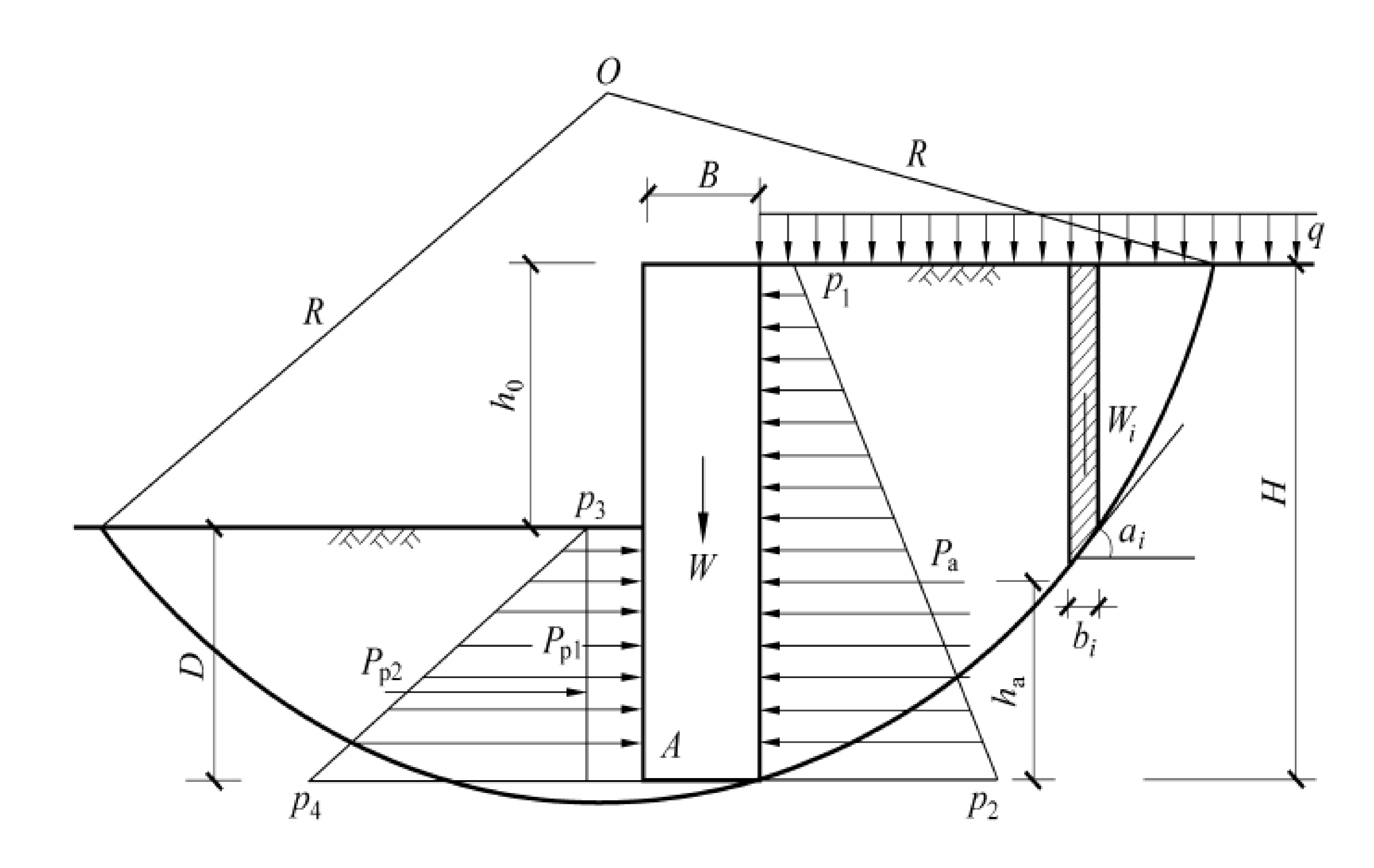


图 7-12 重力式水泥土挡墙计算简图

1. 抗倾覆验算

抗倾覆验算常以绕墙趾 A 点的转动来分析，计算公式为

$$K_q = \frac{P_p h_p + \frac{1}{2} B_s W_s}{P_a h_a} \tag{7-1}$$

式中：K_q——抗倾覆安全系数，一般要求不小于 1.2；

B_s——支护墙的宽度，m；

W_s——支护墙自重，kN；

P_a，P_p——主、被动土压力的合力，kPa；

h_a，h_p——主、被动土压力合力作用线距离墙底的距离，m。

2. 抗滑验算

抗滑验算指墙体沿支护墙底面的抗滑动验算，其验算公式为

$$K_{HL} = \frac{W_s \tan\varphi_0 + c_0 B_s + P_p}{P_a} \tag{7-2}$$

式中：K_{HL}——墙底抗滑安全系数，一般要求不小于 1.2；

c_0，φ_0——墙底土层的黏聚力(kPa)、内摩擦角(°)；

注意不宜采用以下公式计算抗滑安全系数

$$K_{HL}=\frac{W_s\tan\varphi_0+c_0B_s}{P_a-P_p} \tag{7-3}$$

因为当搅拌桩插入深度大时，P_p 常接近于 P_a，计算得到的安全系数偏大，不安全。

3. 抗渗验算

由于基抗开挖时要求坑内无积水，坑内外将存在水头差。当坑底下为砂土时，需验算墙角渗流向上溢出处的渗流坡降，防止出现流砂现象；当坑底为黏性土层而其下有砂土透水层时，也需进行渗流验算。

抗渗验算可采用大卫登可夫(Davidenkoff)和弗兰克(Franke)的分段法来计算，以平面渗流为出发点，具体可参见《土工原理与计算》(中国水利电力出版社，1982 年)。

不透水层深度取无明显夹砂层的黏土或粉质黏土层深度，见图 7-13，当 $H>0.9T_1$ 时，取 $H=0.9T_1$；当 $D>0.9T_2$ 时，取 $D=0.9T_2$。

(1) 对于一般地下沟槽开挖工程，可按平面渗流考虑。

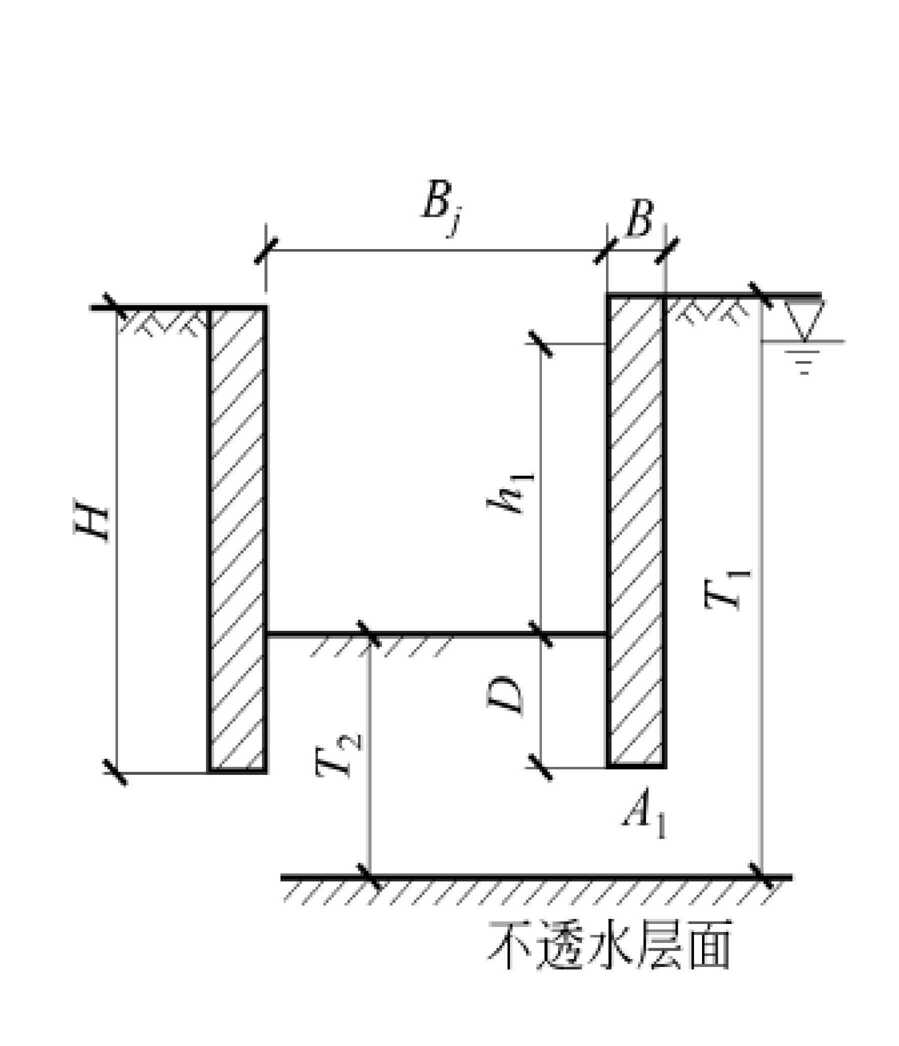


图 7-13　抗渗计算图

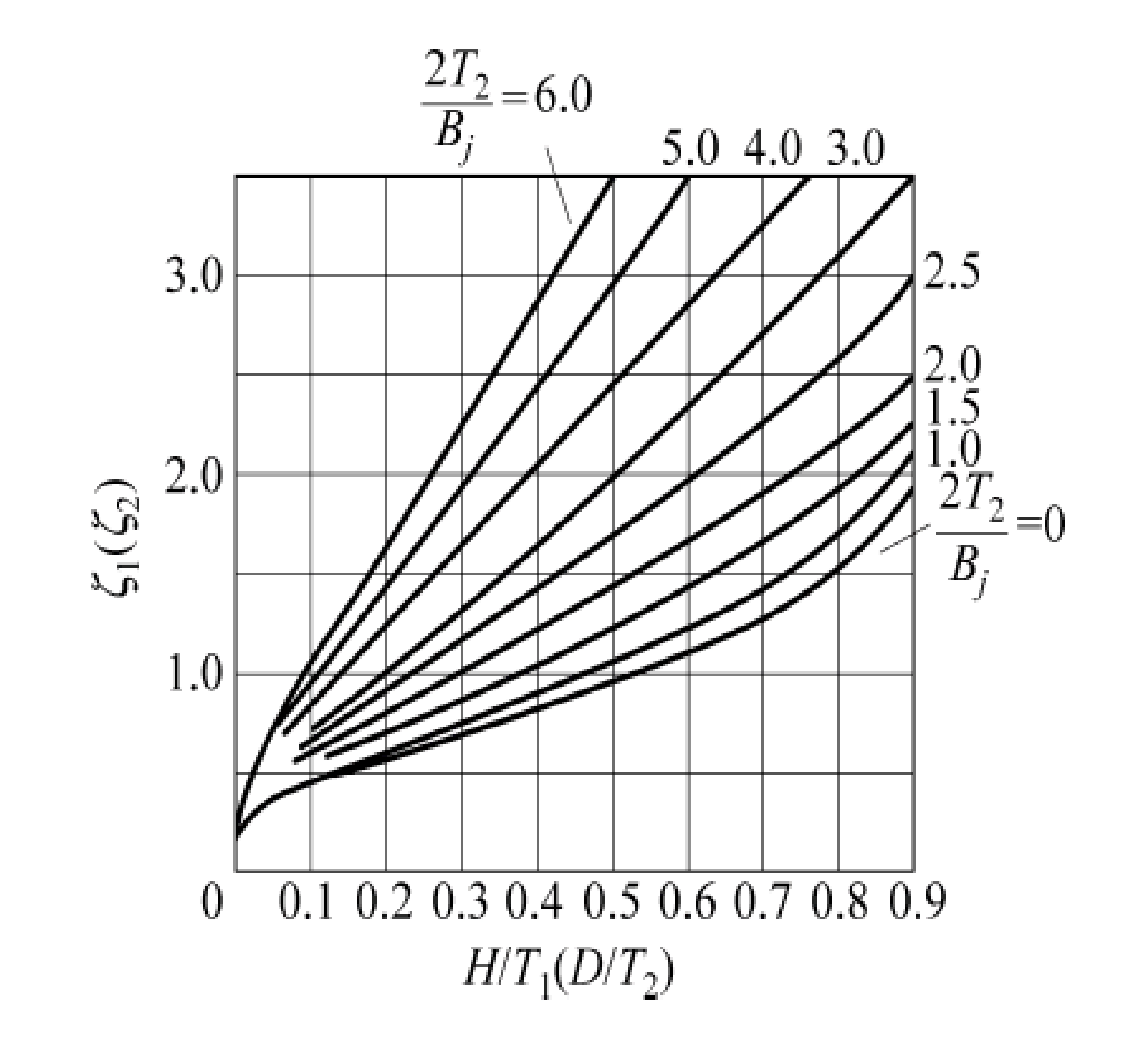


图 7-14　抗渗计算曲线

见图 7-14，由 H/T_1 及 $2T_2/B_j=0$，可查得阻力系数 ζ_1，再由 D/T_2 和 $2T_2/B_j$ 查得阻力系数 ζ_2，然后按下式计算渗入基坑的单宽流量

$$q_0=k_vh_1\frac{1}{\zeta_1+\zeta_2} \tag{7-4}$$

式中：q_0——支护墙体单位宽度的渗流量，m^3/d；

k_v——土竖直向渗透系数，m/d；

h_1——坑外地下水位至坑底的距离，m。

出口处 A_1 点的水头

$$h_F=\frac{h_1\zeta_2}{\zeta_1+\zeta_2} \tag{7-5}$$

出口段平均渗透坡降，应满足抗渗安全要求

$$J_F = h_F/(D+B) \leqslant J_c/K_s \tag{7-6}$$

式中：K_s——抗渗安全系数，当墙底为砂土、砂质粉土或有明显的砂性土夹层时取3.0，其他土层取2.0；

J_F——出口段平均渗透坡降；

J_c——临界坡降，取1.0。

(2) 对于圆形基坑，渗入基坑的单宽渗流量q_0和墙底出口处溢出水头h_F的计算式为

$$q_0 = 0.8k_v h_1 \frac{1}{\zeta_1+\zeta_2} \tag{7-7}$$

$$h_F = \frac{1.3h_1\zeta_2}{\zeta_1+\zeta_2} \tag{7-8}$$

(3) 对于方形基坑，每边中点墙体溢出水头h_F的计算式为

$$q_0 = 0.75k_v h_1 \frac{1}{\zeta_1+\zeta_2} \tag{7-9}$$

$$h_F = \frac{1.3h_1\zeta_2}{\zeta_1+\zeta_2} \tag{7-10}$$

基坑角点墙体溢出水头h_F的计算式为

$$h_F = \frac{1.7h_1\zeta_2}{\zeta_1+\zeta_2} \tag{7-11}$$

(4) 对于长方形基坑，可按方形基坑计算。当长宽比接近或大于2时，长边中点的溢出水头可按平面渗流考虑。

(5) 对于多边形基坑，可近似按圆形基坑计算。

当支护墙体各排桩的长度不同时，可采用最长一排的桩长进行抗渗验算。

4. 整体圆弧滑动稳定验算

水泥土挡墙常用于软土地基，整体稳定验算是一项重要的验算内容。可以采用瑞典条分法，按圆弧滑动面考虑并采用等代重度法考虑渗流力的作用，土体抗剪强度可采用总应力法计算。计算公式如下

$$K_z = \frac{\sum_{i=1}^{n} c_i l_i + \sum_{i=1}^{n} (q_i b_i + \omega_i)\cos\alpha_i \tan\varphi_i}{\sum_{i=1}^{n} (q_i b_i + \omega_i)\sin\alpha_i} \tag{7-12}$$

式中：K_z——圆弧滑动稳定安全系数，应根据经验确定，无经验时可取1.3；

c_i，φ_i——第i土条圆弧面经过的土的黏聚力和内摩擦角；

α_i——第i土条滑弧中点的切线和水平线的夹角，(°)；

l_i——第i土条沿圆弧面的弧长，$l_i = b_i/\cos\alpha_i$，m；

q_i——第i土条处的地面荷载，kPa；

b_i——第i土条宽度，m；

ω_i——第i土条重量。当不计渗流力时，坑底地下水位以上取天然重度，坑底地下水位以下取浮重度；当计入渗流力作用时，坑底地下水位至墙后地下水位范围内的土体重度在计算分母的ω_i时取饱和重度，在计算分子的ω_i时取浮重度。

一般最危险滑动面取在墙底以下 0.5～1.0m，滑动圆心位置一般在墙上方，靠近基坑内侧。按式(7-12)通过试算找出安全系数最小的最危险滑动面，相应的安全系数即为整体圆弧滑动稳定安全系数。

验算挡墙滑弧安全系数时，可取墙体强度指标 $\varphi=0$，$c=(1/15\sim1/10)q_u$，当水泥土无侧限抗压强度 $q_u>1$MPa 时，可不计算挡墙滑弧安全系数。

上述计算可通过编制程序来实现。

5. 墙体结构强度验算

$$\begin{cases}\sigma_1 = \gamma_0 h_0 - 6M/B^2 > 0 \\ \sigma_2 = \gamma_0 h_0 + q + 6M/(\eta B^2) \leqslant q_u/2K_j\end{cases} \tag{7-13}$$

式中：K_j——安全系数，通常取 2.0；

σ_1——计算截面最外侧正应力，kPa；

σ_2——计算截面最内侧正应力，kPa；

M——计算截面以上墙侧压力在计算截面处引起的弯矩，kN·m；

η——墙体截面水泥土置换率，为水泥土加固体和墙体截面积之比，%；

q_u——搅拌桩体的无侧限抗压强度，kPa。

7.5　排桩与地下连续墙式支护结构设计

以下从构成排桩或地下连续墙式支护结构的支护桩墙、内支护及土层锚杆三方面介绍这种支护结构的设计计算。

7.5.1　支护桩墙设计

此类支护结构的支护桩墙种类很多，但受力变形有一些共同的特点，所以有着相同的基本计算内容(不同的计算内容将在接下去的设计内容中阐述)。基本计算内容有：①坑底土抗隆起稳定验算；②防渗帷幕抗渗验算；③坑底土抗承压水验算；支护桩墙及支护内力变形计算。

1. 基本计算

1) 坑底土抗隆起稳定验算

以支护桩墙底的平面作为地基极限承载力验算的基准面，参照普朗德尔(Prandtle)和太沙基(Terzaghi)求地基极限承载力的公式，滑移线形状如图 7-15。该法未考虑墙底以上土体的抗剪强度对抗隆起的影响，也未考虑滑动土体体积力对抗隆起的影响

$$K_{wz} = \frac{\gamma_2 H_d N_q + c N_c}{\gamma_1 (h_0 + H_d) + p_0} \tag{7-14}$$

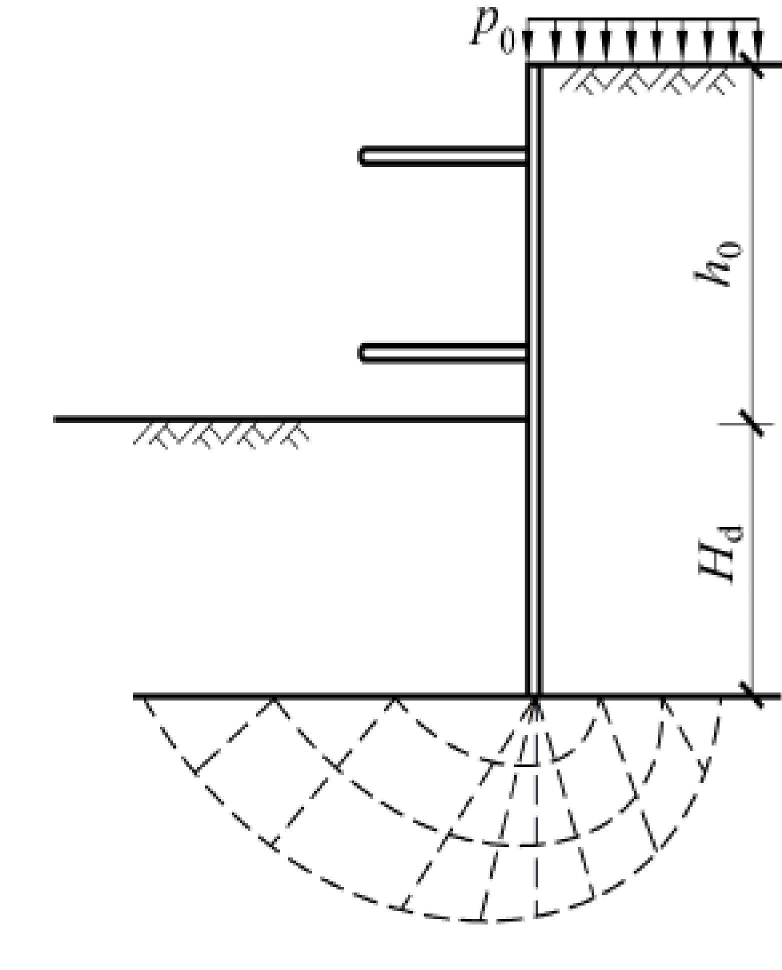


图 7-15　坑底抗隆起稳定验算简图

式中：K_{wz}——抗隆起稳定安全系数，一般要求不得小于1.7～2.5；

γ_1——坑外地表至支护墙底，各土层天然重度的加权平均值，kN/m^3；

γ_2——坑内开挖面至支护墙底，各土层天然重度的加权平均值，kN/m^3；

h_0——基坑开挖深度，m；

H_d——支护墙在基坑开挖面以下的插入深度，m；

p_0——坑外地面超载，kPa；

N_q，N_c——地基土的承载力系数，可用下面两种方法计算。

Prandtl-Reissner 公式

$$N_q = e^{\pi\tan\varphi}\tan^2(45+\varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1)/\tan\varphi$$

Terzaghi 公式

$$N_q = \frac{1}{2}\left[\frac{e^{\left(\frac{3}{4}\pi-\frac{\varphi}{2}\right)\tan\varphi}}{\cos\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)}\right]^2$$

$$N_c = (N_q - 1)/\tan\varphi$$

其中，c，φ 分别为支护墙底以下滑移线场影响范围内地基土黏聚力、内摩擦角的峰值。

2）抗渗验算（图7-16）

当支护墙体外设防渗帷幕墙时，抗渗验算应计算至防渗帷幕墙底；当采用支护墙自防水时，抗渗验算则应计算至支护墙底。

由于防渗轮廓线形状比较简单，为便于计算又能满足工程要求，可采用以下方法：

$$K_s = \frac{i_c}{i} \tag{7-15}$$

$$i_c = (\gamma_s - 1)/(1+e)$$

$$i = h_w/L_{sr}$$

式中：K_s——抗渗流稳定安全系数，一般不小于1.5～2.0，坑底土透水性大时取大值；

i_c——坑底土体的临界水头坡度；

e，γ_s——坑底土的天然孔隙比、土粒比重；

i——坑底土的渗流水力坡度；

h_w——基坑内外土体的渗流水头，取坑内外地下水位差，m；

L_{sr}——最短渗径流线总长度，m。如当防渗帷幕长度范围内各层土的渗透性相差不大时，$L_{sr}=h_w+2D_w$；但当此范围内有渗透性较大土层，如砂土、松散填土或多裂隙土，计算 L_{sr} 时应扣除这些土层厚度。

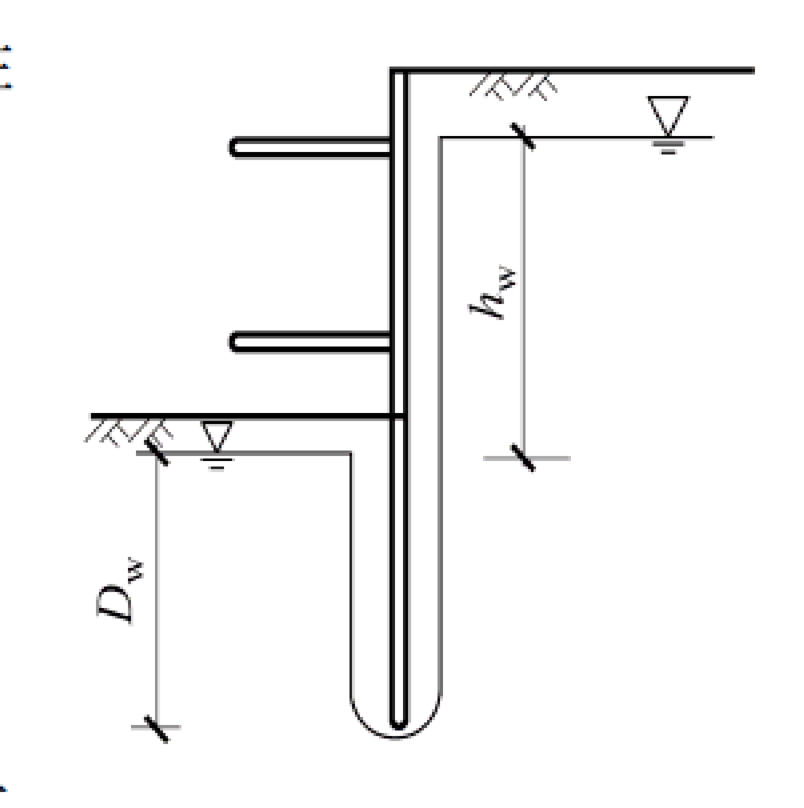


图7-16 抗渗验算简图

3）基坑底抗承压水头稳定性验算

基坑开挖面以下有承压水层时，应按式（7-16）验算坑底土抗承压水的稳定性，如图7-17所示。验算公式中偏安全地未考虑上覆土层与支护桩墙之间的摩擦力影响。

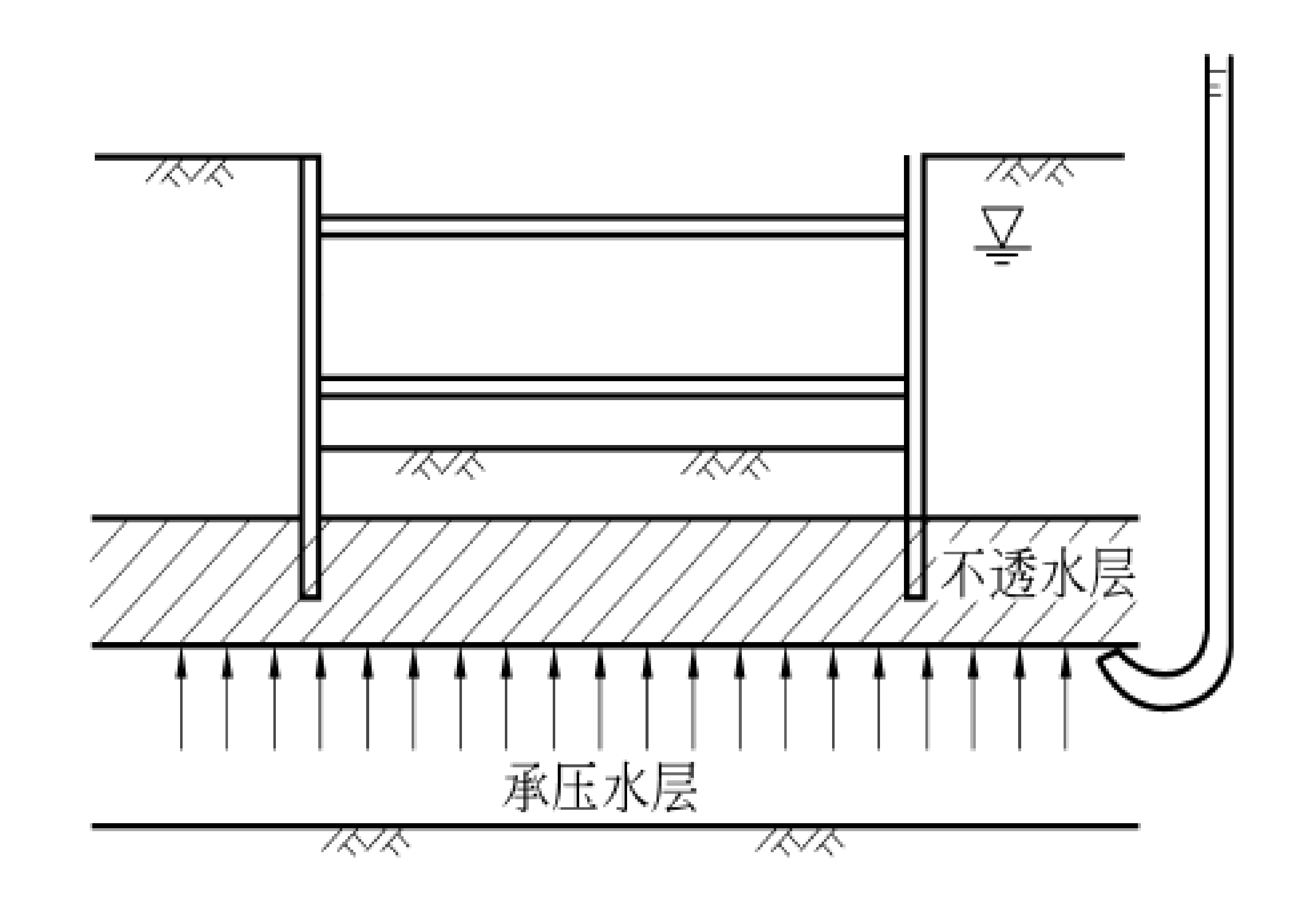


图 7-17　抗承压水验算简图

$$K_y = \frac{P_{cz}}{P_{wy}} \tag{7-16}$$

式中：K_y——坑底土抗承压水头稳定安全系数，一般不小于 1.05；

P_{cz}——基坑开挖面以下至承压水层顶板间覆盖土的总自重压力，kPa；

P_{wy}——承压水层的水头压力，kPa。

4）内力变形计算

桩墙结构可按平面问题来简化计算，排桩计算宽度应取排桩的中心距，地下连续墙计算宽度可取单位宽度。

对于悬臂式及支点刚度较小的桩墙支护结构，由于水平变形大，可按图 7-18(a)所示的被动侧极限应力法计算；当支点刚度较大，桩墙水平位移较小时，应按图 7-18(b)所示的竖向弹性地基梁法进行计算。

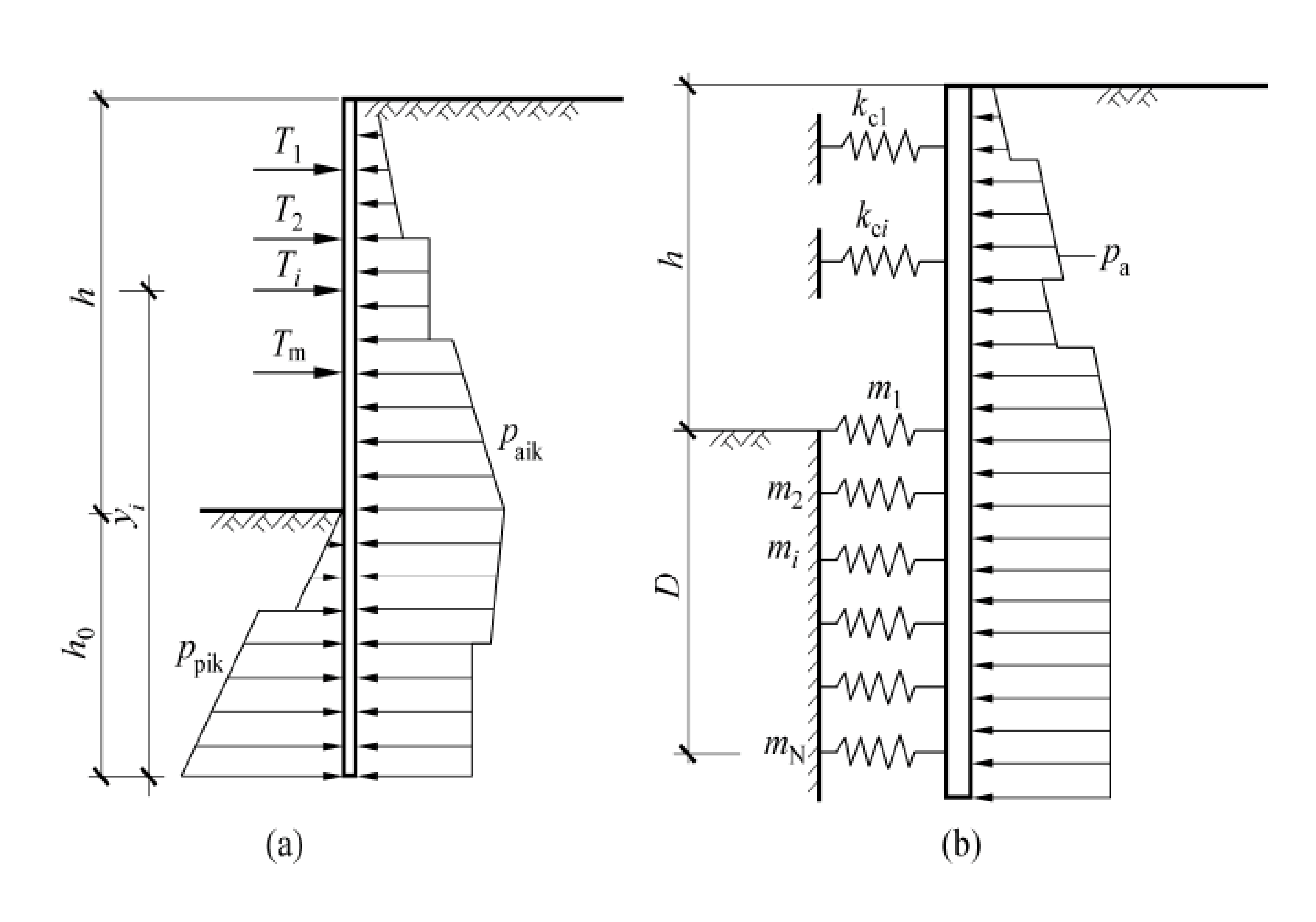


图 7-18　支护桩墙内力变形计算图式

(a) 被动侧极限应力法；(b) 竖向弹性地基梁法

被动侧极限应力法假定作用于支护桩墙上的侧压力均达到极限状态，因此，这种计算方法无法考虑支护桩墙的变形，同时也不能考虑开挖及地下结构施工过程的不同工况对内力的影响。属于这种类型

的如等值梁法、太沙基塑性铰法、等弯矩法及等轴力法等。

竖向弹性地基梁法假定作用于桩墙后的侧压力在坑底以上按朗肯主动土压力来考虑，开挖面以下按矩形分布，大小等于开挖面处的朗肯主动土压力。作用于桩墙前开挖面以下的侧压力通常按“m”法来考虑，m 的取值参见表 7-2。坑内开挖面以上的支护点，以弹性支座来模拟。该法能根据开挖及地下结构施工过程的不同工况进行内力与变形计算，考虑开挖工况影响，第 i 道支护的支护反力的计算方法如下。

当土方开挖到第 i 道支护标高(及第 i 工况)，此时若支护桩墙在该标高处的水平位移为 u_{0i}，则设置了第 i 道支护并继续往下开挖后，如当支护桩墙在第 i 道支护标高的总水平位移变为 u_i，则第 i 道支护的支护反力为

$$q_i = K_{ci}(u_i - u_{0i}) \tag{7-17}$$

$$K_{ci} = \frac{\alpha_i E_i A_i}{(l_i/2)S_i} \tag{7-18}$$

式中：K_{ci}——第 i 道内支护的压缩弹簧系数，kN/m^2；

α_i——第 i 道支护松弛折减系数，一般取 0.5～1.0，混凝土支护或钢支护施加预压力时，取 1.0；

E_i，A_i——第 i 道支护杆件的弹性模量(kN/m^2)、截面积(m^2)；

S_i，l_i——第 i 道支护构件的水平间距、计算长度，m。

表 7-2 所列仅供参考，实测 m 值时，可在基坑支护桩中选择若干有代表性桩，埋设测斜仪和土压力盒，随着开挖的进行，用实测土压力 p 和水平位移 u 求得 $k=p/u$ 值，k 值沿深度的斜率即 $m=\Delta k/\Delta z$。合理的分析计算应考虑地基土的成层性，不同土层采用不同 m 值。

表 7-2　地基土水平抗力系数的比例系数 m 值

地基土分类		$m/(kN/m^4)$
流塑的黏性土		1 000～2 000
软塑的黏性土、松散的粉砂性土和砂土		2 000～4 000
可塑的黏性土、稍密～中密的粉性土和砂土		4 000～6 000
坚硬的黏性土、密实的粉性土、砂土		6 000～10 000
水泥土搅拌桩加固，置换率＞25％	水泥掺量＜8％	2 000～4 000
	水泥掺量＞12％	4 000～6 000

上述内力变形计算过程可采用杆系有限元法编制计算程序来实现。

2. 设计内容

排桩或地下连续墙式支护结构的支护桩墙种类很多，以下分别介绍它们各自有关的设计内容。

1) 钢板桩、钢筋混凝土板桩

选择截面形式及大小。钢板桩常用的截面形式有 U 型、Z 型、直腹板式及 H 型、槽钢、半圆形等；钢筋混凝土板桩的截面确定还应考虑起吊时的自重弯矩。钢筋混凝土板桩的厚度尚应结合其长度确定，表 7-3 可供参考。选择何种形式及型号要根据强度变形计算及施工条件等综合确定。

表 7-3　钢筋混凝土板桩厚度与长度关系参考表

桩长/m	10	15	20
桩的厚度/cm	16	35	50

(1) 内力计算

确定 U 型钢板桩构件的惯性矩和弹性抵抗矩时，应根据锁口状态，分别乘以折减系数 α 和 β。当桩顶设有整体圈梁及支护点或锚头设有整体围梁时，取 $\alpha=\beta=1.0$；桩顶不设圈梁或围梁分段设置时，取 $\alpha=0.6$，$\beta=0.7$。

入土深度的确定要根据前述基本计算的坑底土抗隆起、抗渗、抗倾覆及内力变形计算等综合确定。

(2) 防渗措施

对于钢板桩，当采用墙体自防渗时，抗渗等级不宜小于 S6 级，并在板桩接缝处设置可靠的防渗止水构造；当采用锁口式防水结构时，沉桩前应在锁口内嵌填黄油、沥青或其他密封止水材料，必要时可在沉桩后坑外锁口处注浆防渗。对于预制钢筋混凝土板桩，当采用墙体自防渗时，混凝土的设计强度等级不宜低于 C30，钢筋混凝土板桩在接缝处的凹凸槽有专门构造，在凹凸槽孔内注浆防渗，注浆材料的强度等级不应低于 M15。

2) 钻孔灌注桩

(1) 内力计算

按上述内力变形计算方法可计算得到平面上每延米支护墙的内力 M_w，若桩间净距为 t，桩径为 D，则可进一步换算得到单桩内力为 $M_p=(D+t)M_w$。

(2) 入土深度的确定

要根据前述基本计算的坑底土抗隆起、抗倾覆及内力变形计算等综合确定。

(3) 构造要求

钢筋笼的箍筋宜采用 ϕ6～8mm 的螺旋箍筋，间距 200～300mm；加强箍筋应焊接封闭，间距宜取 2m，ϕ12～14mm。桩身混凝土设计强度等级不应小于 C20，水泥通常为 42.5MPa 或 52.5MPa 的普通硅酸盐水泥，主筋保护层厚度不小于 50mm。

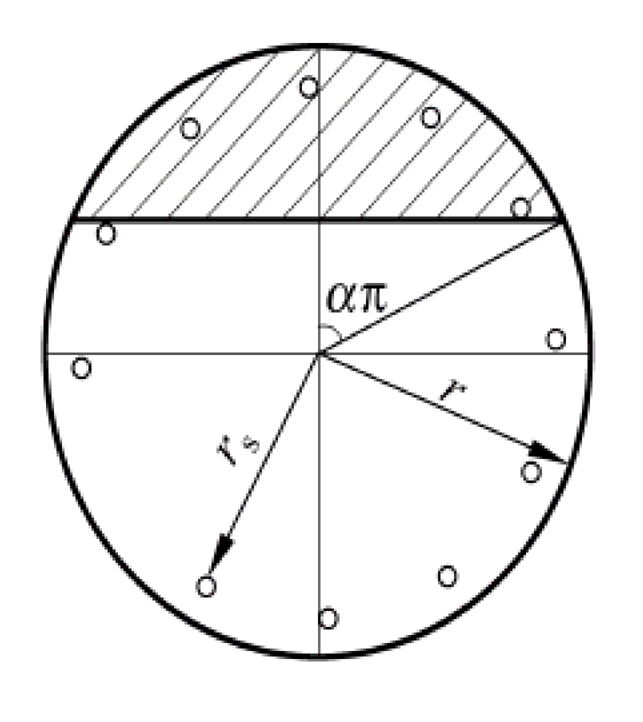


图 7-19　截面配筋图

(4) 确定平面布置及截面

平面布置的几种形式见图 7-5。桩径不宜小于 600mm，常用的桩径为 ϕ600～1 200mm，具体大小要根据内力变形计算等确定。

(5) 截面配筋

当钻孔灌注桩纵向钢筋要求沿截面周边均匀布置，且不少于 6 根时(图 7-19)，截面抗弯承载力可按下面的偏心受压公式计算

$$M_c=\frac{2}{3}f_{cm}\gamma^3\sin^3\pi\alpha+f_yA_s\gamma_s\frac{\sin\pi\alpha+\sin\pi\alpha_t}{\pi} \tag{7-19}$$

为简化计算取

$$\alpha = 1 + 0.75\frac{f_y A_s}{f_c A_d} - \sqrt{\left(1 + 0.75\frac{f_y A_s}{f_c A_d}\right)^2 - 0.5 - 0.625\frac{f_y A_s}{f_{cm} A_d}}$$

$$\alpha_t = 1.25 - 2\alpha$$

式中：A_d——钻孔灌注桩截面积，m^2；

A_s——全部纵向钢筋的截面积，m^2；

r——圆形桩截面半径，m；

r_s——纵向钢筋所在圆周的半径，m^2；

α——对应于受压区混凝土截面面积的圆心角与 2π 的比值；

α_t——纵向受拉钢筋截面积与全部纵向钢筋截面面积的比值，当 $\alpha > 0.625$ 时，取 $\alpha_t = 0$；

f_{cm}——混凝土弯曲抗压强度设计值，MN/m^2；

f_y——普通钢筋的抗拉强度设计值，MN/m^2。

(6) 防渗设计

防渗帷幕的深度由抗渗验算确定，并应贴近钻孔灌注桩，其底部宜进入不透水土层。防渗常有以下几种形式（见图 7-20）。

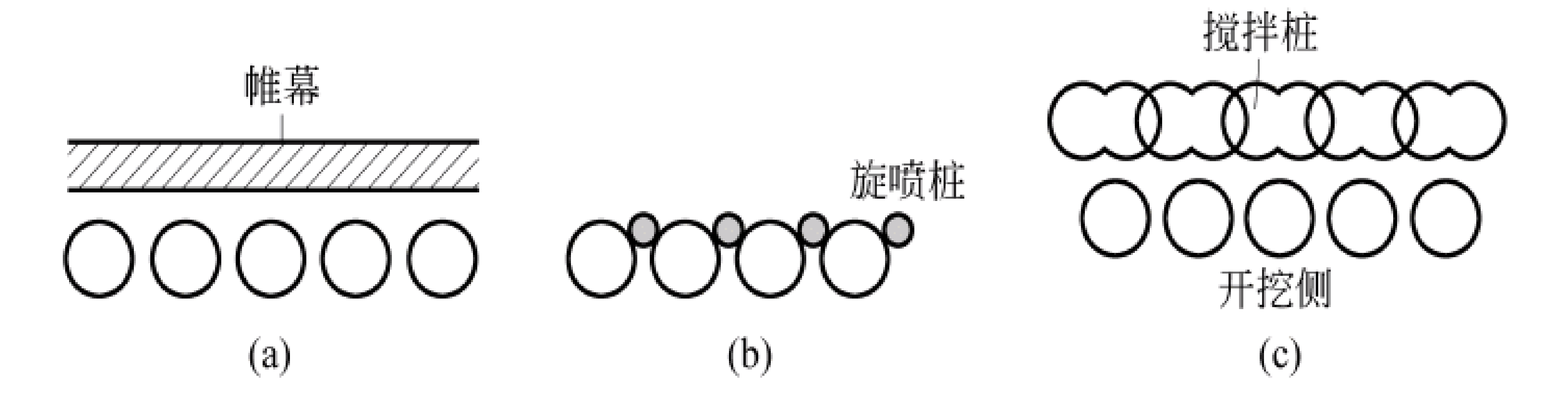


图 7-20 钻孔桩的几种防渗形式

(a) 注浆帷幕；(b) 桩间高压旋喷；(c) 深层搅拌桩

注浆帷幕：与灌注桩之间的净距不宜大于 150mm；

桩间高压旋喷：应使旋喷桩体紧贴灌注桩；

深层搅拌桩：通常相互搭接 20cm，与灌注桩之间的净距不宜大于 15cm。

帷幕顶宜设置厚 15cm 的混凝土面层，并与灌注桩桩顶圈梁浇成一体，防止地表水渗入。

3) SMW 工法（劲性水泥土搅拌桩）

通常认为水土侧压力全部由型钢承担，而水泥土桩的作用在于抗渗止水。水泥土对型钢的包裹作用提高了型钢的刚度，可起到减少位移的作用。此外，水泥土起到套箍作用，可以防止型钢失稳。

(1) 内力计算

内力分析按上述内力变形计算可得到平面上每延米支护墙的内力 M_w，若型桩间净距为 t，桩的宽度为 B，则可进一步换算得到单根型钢内力为 $M_p = (B+t)M_w$。

(2) 入土深度的确定

入土深度的确定要结合板式支护墙的坑底土抗隆起、抗倾覆、抗渗以及内力变形计算等综合确定。

(3) 桩身强度验算

① 抗弯验算

考虑弯矩全部由型钢承担，则型钢应力应满足式

$$\sigma = \frac{M}{W} \leqslant [\sigma] \tag{7-20}$$

式中：W——型钢抵抗矩，cm^3，可参考有关钢结构教材；

M——计算截面弯矩，kN·m；

$[\sigma]$——型钢允许拉应力，kPa。

② 型钢抗剪验算

$$\tau = \frac{QS_x}{I\delta_t} \leqslant [\tau] \tag{7-21}$$

式中：S_x——型钢面积矩，mm^3；

I——计算惯性矩，m^4/m；

Q——计算截面剪力，kN；

δ_t——所验算点处的钢板厚度，mm；

$[\tau]$——型钢允许剪应力，kPa。

4) 地下连续墙

(1) 内力计算

按前述的竖向弹性地基梁法进行计算。

(2) 截面确定

地下连续墙单元槽的平面形状见图 7-7。单元槽段的平面形状和成槽长度，根据墙段的结构受力特性、槽壁稳定性、环境条件和施工条件等因素由计算确定。

(3) 入土深度确定

入土深度的确定要结合板式支护墙的坑底土抗隆起、抗倾覆、抗渗以及内力变形计算等综合确定。

(4) 构造要求

混凝土的设计强度等级不应低于 C20；纵向受力钢筋应采用 HRB 335 钢筋，直径不小于 16mm；水平筋可采用 16～18mm 及以上的圆筋或螺纹筋，最大间距在 300mm 以下，在主要受力部位间距小些；构造钢筋可采用Ⅰ级钢筋，直径不应小于 12mm；主筋保护层厚度不小于 70mm；单元槽段的钢筋笼应制成一整体，必须分段时，宜采用焊接或机械连接，接头位置宜选在受力较小处并相互错开。当采用搭接接头时，接头的最小搭接长度不宜小于 45 倍的主筋直径，且不小于 1.50m；钢筋笼两侧的端部与接头管或相邻墙段混凝土接头面之间应留有大于 150mm 的间隙，钢筋笼下端 500mm 长度范围内宜按 1：10 收成闭合状，且钢筋笼的下端与槽底之间宜留有不小于 500mm 的间隙。

(5) 防渗设计

墙体混凝土的抗渗等级不宜小于 S6 级。在墙段接头处设止水带或刚性防渗接头，止水带接头有钢板或橡胶止水带形式，刚性接头有穿孔钢板接头和搭接钢筋接头两类，一般使用效果均较好。当墙段之间的接缝不设止水带时，应选用锁口圆弧形、槽形或 V 形等可靠的防渗止水接头，其接头面必须严格清

刷,不得有夹泥或沉渣。在正常施工条件下,严格按施工规程操作,一般均可达到防渗止水要求,在环境要求较高时,常在墙段接头处的坑外增设注浆防渗作为加强措施。

7.5.2 支护系统设计

1. 支护系统材料选择及结构布置

1) 材料选择

支护材料可以采用钢材、钢筋混凝土或这两种材料的组合,见 7.2 节。

2) 结构布置

水平支护系统的布置:水平支护系统由立柱、围梁及水平支护等部分组成。

(1) 立柱

立柱的作用主要有两方面,一是承受支护重量及施工荷载;二是增加对支护杆件的约束,减小其自由长度。立柱一般设置在纵横向支护的交点处或桁架式支护的节点处,并应避开地下结构的梁、柱及承重墙,若设计许可,可利用工程桩来作为立柱的嵌固段,否则立柱的间距应根据支护构件的稳定和竖向荷载的大小确定。立柱下端应支承于较好土层中,开挖面以下的埋置长度应满足支护等对立柱承载力和变形的要求。

(2) 围梁

沿支护墙的内侧周边布置。通常情况下应利用支护墙顶的水平圈梁兼作第一道水平支护的围梁。当第一道水平支护标高低于墙顶圈梁时,可另设围梁。

(3) 水平支护

① 水平向的布置。若主体结构施工时,支护尚不能拆除,则支护杆件的布置应避开柱子、梁及承重墙的位置。相邻支护之间的水平距离应满足基坑开挖土方工程的施工要求,通常不宜小于 4m,当采用机械挖土时,不宜小于 8m。基坑平面形状有内凸的阳角时,应在阳角的两个方向上设置支护点。

钢支护的平面布置方式通常优先采用相互正交、均匀布置的对支或对支桁架体系;对于长条形基坑宜采用单向布置的对支或桁架式对支体系,在四角设置角支;当相邻支护间的水平距离较大时,应在支护端部两侧与围梁之间设置八字支,八字支宜左右对称,长度不大于 9m,与围梁夹角宜为 60°,当八字支不对称,且轴力相差较大时,应在相邻主支护的八字支节点间增设水平联系杆。

钢筋混凝土支护的平面布置除可采用钢支护的布置方式外,对于平面形状较复杂的基坑可采用桁架和对支或角支组成的体系,当支护平面中需留设较大作业空间时,宜采用边桁架和对支桁架或斜支桁架组成的体系,对规则的方形基坑可采用斜支桁架组成的体系或圆形环梁体系。

② 竖向的布置。水平支护的层数应根据基坑开挖深度、支护墙体的类型、土方施工以及工程经验等由计算工况确定。各道水平支护的轴线在平面上应尽量一致,各道支护间的净距不宜小于 3m,当采用机械下坑开挖及运输时不宜小于 4m,最下一道支护的标高在不影响底板施工的条件下,应尽可能降低。对于第一道支护,若利用支护桩顶圈梁,不仅节省费用,与支护的连接也易处理,但由于受力较小,不能充分发挥支护的作用。第一道支护设置于自然地面以下超过 1.5m 时受力较有利,但通常要增设

一道围梁。设置的各道支护标高，不得妨碍主体结构的底板、楼板及梁的施工。支护顶面与主体结构水平构件底面之间的净距不宜小于 300mm，支护底面与主体结构底板或楼板之间的净距不宜小于 600mm。

(4) 竖向斜支系统

竖向斜支系统通常由斜支、围梁及斜支基础等组成。当斜支长度大于 15m 时，宜在斜支中部设置立柱以减小受压自由长度和承受支护自重。斜支宜均匀对称布置，水平间距不宜大于 6m。斜支宜采用型钢或组合型钢截面。如图 7-21，斜支坡度不宜大于 1∶2，并与基坑内土堤的稳定边坡相一致。同时斜支基础与支护墙之间的水平距离也不宜小于支护墙插入深度的 1.5 倍。斜支与围梁及斜支与基础之间的连接以及围梁与支护墙之间的连接应满足斜支水平力和垂直力的传递要求。

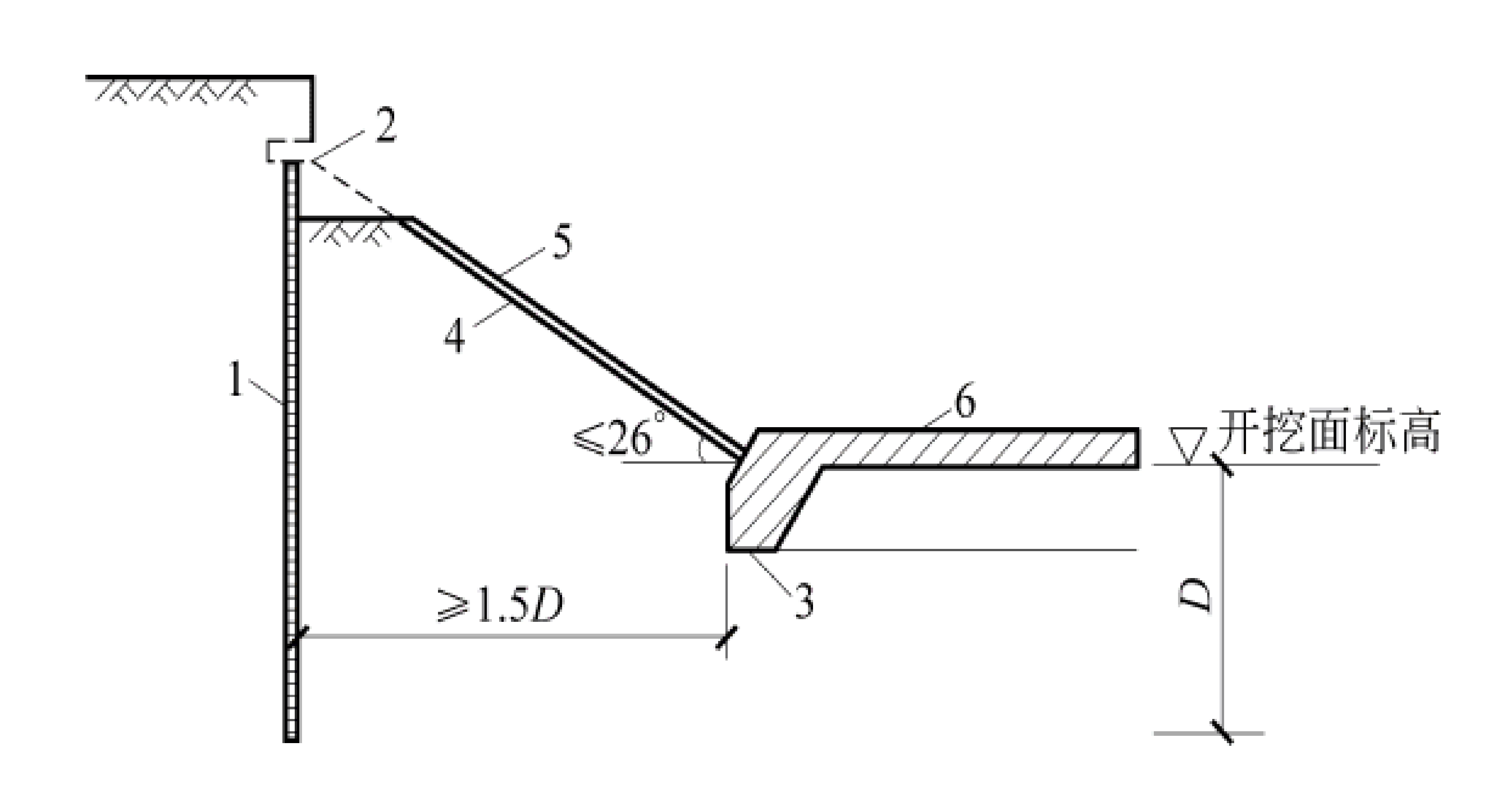


图 7-21　竖向斜支体系

1—支护墙；2—围梁；3—斜支基础；4—斜支；5—土堤；6—压杆或底板

2. 支护系统计算

1) 内力变形计算

作用于内支护上的荷载主要由以下几部分构成：水平荷载有支护墙体将坑外水土压力沿围梁作用于支护系统上的分布力，对于钢支护还有给主支护系统施加的预加轴力以及温度变化等引起的水平荷载；垂直荷载有支护自重以及支护顶面的施工活荷载，通常取 4kPa。

内支护系统的空间计算模型通常采用以下计算方法：将支护结构从整个支护结构中截离出来，在截离处作用着支护结构按简化的平面计算模型计算得到的水平反力以及其他荷载(如预加轴力)，用空间杆系模型程序对支护系统进行计算。支护结构计算的边界条件假定为①在支护与围梁、立柱的节点处以及围梁转角处设置竖向铰支座和弹簧；②当作用于基坑四周的围梁长度方向的正交水平荷载不均匀分布或支护刚度在平面内分布不均匀时，为避免支护系统整体转动和平移，宜在基坑转角处设置水平约束。

内支护系统的简化计算方法是当支护系统平面形状比较规则，支护杆件相互正交时，可按以下简化方法计算：

(1) 水平荷载作用下支护杆件的轴向力。按支护墙作用于围梁长度方向的水平反力乘以相邻支护沿围梁的中心距计算。当支护杆件与围梁斜交时，按水平反力沿支护长度方向上的投影来考虑。

(2) 垂直荷载作用下支护杆件的内力变形。支护杆件按单跨或多跨连续梁来计算，计算跨度取相

邻立柱的中心距。

(3) 立柱的轴力。取纵横向支护的支座反力之和。

(4) 围梁。受水平力作用,钢筋混凝土围梁按多跨连续梁计算,计算跨度取相邻支护点的中心距;钢围梁按简支梁计算,计算跨度取相邻水平支护的中心距。当水平支护杆件与围梁斜交时,围梁还受水平力在围梁长度方向引起的轴力作用。

2) 承载力计算

开挖面以下立柱的竖向和水平承载力按单桩承载力验算,立柱应按偏心受压构件计算。截面的弯矩应包括下列各项:

(1) 竖向荷载对立柱截面形心的偏心弯矩;

(2) 水平支护标高处大小为支护轴向力的 1/50 的水平力对立柱产生的弯矩;

(3) 土方开挖时,作用于立柱的侧向土压力引起的弯矩。

立柱受压的计算长度取竖向相邻层的水平支护的中心距,最下一道支护以下的立柱取该道支护中心线至开挖面以下 5 倍立柱直径(或边长)处的距离。

通常情况下围梁可按水平向的受弯构件来计算。当围梁与水平支护斜交或围梁作为边桁架的弦杆时,应按偏心受压构件计算,围梁的受压计算长度取相邻支护点的中心距。对于钢围梁,当拼接点按铰接考虑时,其受压计算长度取相邻支护点中心距的 1.5 倍。现浇钢筋混凝土围梁的支座弯矩,可乘以 0.8～0.9 的折减系数,但跨中弯矩应相应增加。

支护杆件应按偏心受压构件来计算。截面偏心弯矩包括由竖向荷载产生的弯矩以及支护轴向力对构件初始偏心距产生的弯矩。构件截面的初始偏心距可取支护计算长度的 2/1 000～3/1 000,对于混凝土支护不宜小于 20mm;对于钢支护则不宜小于 40mm。现浇钢筋混凝土支护在竖向平面内的支座弯矩可乘以 0.8～0.9 的折减系数,但跨中应相应增加。当支护的内力计算未考虑预加压力或温度变化的影响时,截面验算时的支护轴向力宜乘以 1.1～1.2 的增大系数。

3. 支护系统构造要求

1) 立柱

基坑开挖面以上的立柱宜采用格构式钢柱、钢管或 H 型钢。基坑开挖面以下的立柱宜采用直径不小于 650mm 的钻孔灌注桩(可利用工程桩)或与开挖面以上立柱截面相同的钢管及 H 型钢。当为钻孔灌注桩时,其上部钢立柱在桩内的插入长度不小于钢立柱长边的 4 倍,并与桩内钢筋笼焊接。立柱桩在基坑开挖面以下的插入长度宜大于基坑开挖深度的 2 倍,且穿过淤泥或淤泥质土层。立柱的长细比应不大于 25。

2) 围梁

钢围梁。钢围梁的截面宽度应大于 300mm,可采用 H 型钢、工字钢或槽钢以及它们的组合。钢围梁的现场拼接点位置应尽量靠近支护点,并不应超过围梁计算跨度的三分点以外,围梁分段的预制长度不应小于支护间距的 2 倍。钢围梁安装前,应在支护墙上设置牛腿。安装牛腿可采用角钢或直径不小于 25mm 的钢筋与支护墙主筋或预埋件焊接组成钢筋牛腿,其间距不宜大于 2m,牛腿焊缝由计算确定。

钢围梁与钢筋混凝土支护墙之间应留设宽度不小于 60mm 的水平向全长孔隙，其间用强度等级不低于 C30 的细石混凝土填实。支护杆件与围梁斜交时，在围梁与支护墙之间应设置由计算确定的剪力传递构造。此时嵌填混凝土的宽度应满足剪力传递构件的锚固要求。

钢筋混凝土围梁。钢筋混凝土围梁应与钢筋混凝土支护杆件整浇在同一平面内，基坑平面转角处的纵横向围梁应按刚接点处理。围梁的宽度不应小于其水平向计算跨度的 1/8，截面高度不应小于支护的截面高度。围梁与支护墙之间不应留间隙，与支护墙之间可通过吊筋连接，吊筋的间距一般不大于 1.5m，直径应根据围梁及水平支护的自重计算确定。当与地下连续墙之间需要传递水平剪力时，应在墙体上沿围梁长度方向预留由计算确定的剪力钢筋或剪力槽。

3）支护杆件

支护杆件的长细比应不大于 75，联系杆的长细比应不大于 120。钢支护杆件的构造应符合《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)的有关规定，构件长度的拼接宜采用高强度螺栓连接或焊接，拼接点的强度不应低于构件的截面强度。现浇钢筋混凝土支护杆件的构造应符合《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)的有关规定，混凝土的强度等级不应低于 C20。支护杆件的截面高度不应小于其竖向平面计算跨度的 1/20。钢支护的截面可采用 H 型钢、钢管、工字钢或槽钢以及它们的组合。

4）连接节点

立柱与水平支护的连接可采用铰接构造，但连接件在竖向和水平向的连接强度应大于支护轴力的 1/50。当采用钢牛腿连接时，钢牛腿的强度和稳定性应由计算确定。钢支护杆件与钢围梁的连接可采用焊接或螺栓连接，节点处支护与围梁的翼缘和腹板均应加焊加劲板，加劲板的厚度不小于 10mm，焊缝高度不小于 6mm。

5）钢筋混凝土结构配筋

支护杆件与围梁的纵向钢筋直径不宜小于 16mm，沿截面四周纵向钢筋的最大间距应小于 200mm；箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 250mm；支护的纵向钢筋在围梁内的锚固长度不宜小于 30 倍钢筋直径。

4. 支护系统施工要求

1）支护安装及浇注的容许偏差应符合有关要求。

2）支护施工与挖土的关系

钢支护安装应采用开槽架设，对于现浇钢筋混凝土支护，必须在混凝土强度达到设计强度的 80% 以上才能开挖支护以下的土方。确保先支后挖，土方分层分区开挖时，支护可随开挖进度分区安装，且一个区段内的支护应形成整体。当支护顶面需运行挖土机械时，支护顶面的安装标高宜低于坑内土面 20～30cm，钢支护与基坑土之间的空隙应用粗砂回填，并在挖土机及土方车辆的通道处架设走道板。

3）换支

利用主体结构换支时，主体结构的楼板或底板混凝土强度达到设计强度的 80%以上。在主体结构与支护墙之间设置可靠的传力结构。在主体结构楼盖局部缺少部位，应在适当部位设置临时支护系统，支护截面应按换支传力要求，由计算确定。当主体结构的底板和楼板分块施工或设置后浇带时，应在分

块或后浇带的适当部位设置可靠的传力构件。

4）止水构造措施

立柱穿过主体结构底板以及支护结构穿越主体结构地下室外墙的部位，必须采用可靠的止水构造措施。

5）预加轴力

千斤顶必须有计量装置。施加预压力的机具设备及仪表应由专人使用和管理，并定期维护校验，正常情况下每半年校验一次，使用中发现有异常现象应重新校验。支护安装完毕后，应及时检查各节点的连接情况，经确认符合要求后方可施加预压力，预压力的施加宜在支护的两端同步对称进行。预压力应分级施加，重复进行，一般情况下，预压力的控制值不宜小于支护设计轴力的 50%，但也不宜过高，当预压力控制值取用支护设计轴力的 80%以上时，应防止支护结构的外倾、损坏及对坑外环境的影响。预压力加至设计要求的额定值后，应再次检查各连接点的情况，必要时对节点进行加固，待额定压力稳定后予以锁定。支护端部的八字支可在主支护施加压力后安装。

7.5.3 土层锚杆设计

土层锚杆由锚头、自由段及锚固段三部分组成，见图 7-9。土层锚杆的倾角根据地层分布、环境要求及施工工艺确定，一般以 15°～25°为宜，锚固段宜设置于黏性土、粉性土及砂土地层中，对于淤泥质土层应通过试验确定。

1. 锚杆材料

锚杆杆体宜选用钢绞线、高强钢丝或精轧螺纹钢筋等作为预应力筋，当锚杆设计轴力较小时，可采用 HRB 335 或 HRB 400 钢筋。水泥浆或水泥砂浆的水泥宜使用普通硅酸盐水泥，标号不宜低于 42.5MPa，细骨料应使用粒径小于 2mm 的中细砂。砂中含泥量不得大于 3%。

2. 锚杆(索)截面确定

土层锚杆或锚索的截面面积按式(7-22)确定

$$A_b = \frac{K_{mj} N_t}{f_{pt}} \tag{7-22}$$

式中：A_b——锚杆或锚索的截面面积，m^2；

N_t——锚杆或锚索的轴向拉力设计值，kN；

f_{pt}——锚杆或锚索的设计强度，kPa；

K_{mj}——安全系数，一般不小于 1.3。

3. 锚杆(索)总长度

锚杆(索)的总长度按式(7-23)来确定

$$L_m = L_a + L_f \tag{7-23}$$

$$L_a = \frac{K_{ml} N_t}{\pi d_m \tau} \tag{7-24}$$

式中：L_m——锚杆(索)的总长度，m；

L_a——锚固段长度，m；

L_f——自由段长度，应超过滑移面 0.5～1.0m。

d_m——锚固段直径(m)，取钻头直径的 1.2 倍；

K_{ml}——锚固安全系数，一般不小于 1.5；

τ——锚固体与土层之间的剪切强度(kPa)，$\tau = c + \sigma\tan\delta$，$c$ 为土层的黏聚力，σ 为锚固段中点的上覆压力，δ 为锚固段与土体之间摩擦角，通常取(1/3～1/2)φ，当采用两次注浆工艺时，取 $\delta=\varphi$，φ 为土的固结快剪内摩擦角峰值；当锚固段穿过两层或两层以上土层时，取加权平均值。

4. 土层锚杆深层滑移稳定性验算

(1) 单层锚杆支护墙按图 7-22 验算深层滑移的稳定性。通过锚固段中点 c 与支护墙的假想支承点 b 连一直线，再过 c 点作竖直线交地面于 d 点，从而确定土体稳定性验算的范围；用图 7-22(b)所示的力多边形对 $abcd$ 土体作静力平衡分析，得到锚杆拉力 $R_{t,max}$，按式(7-25)计算深层滑移稳定性安全系数 K_{ms}。

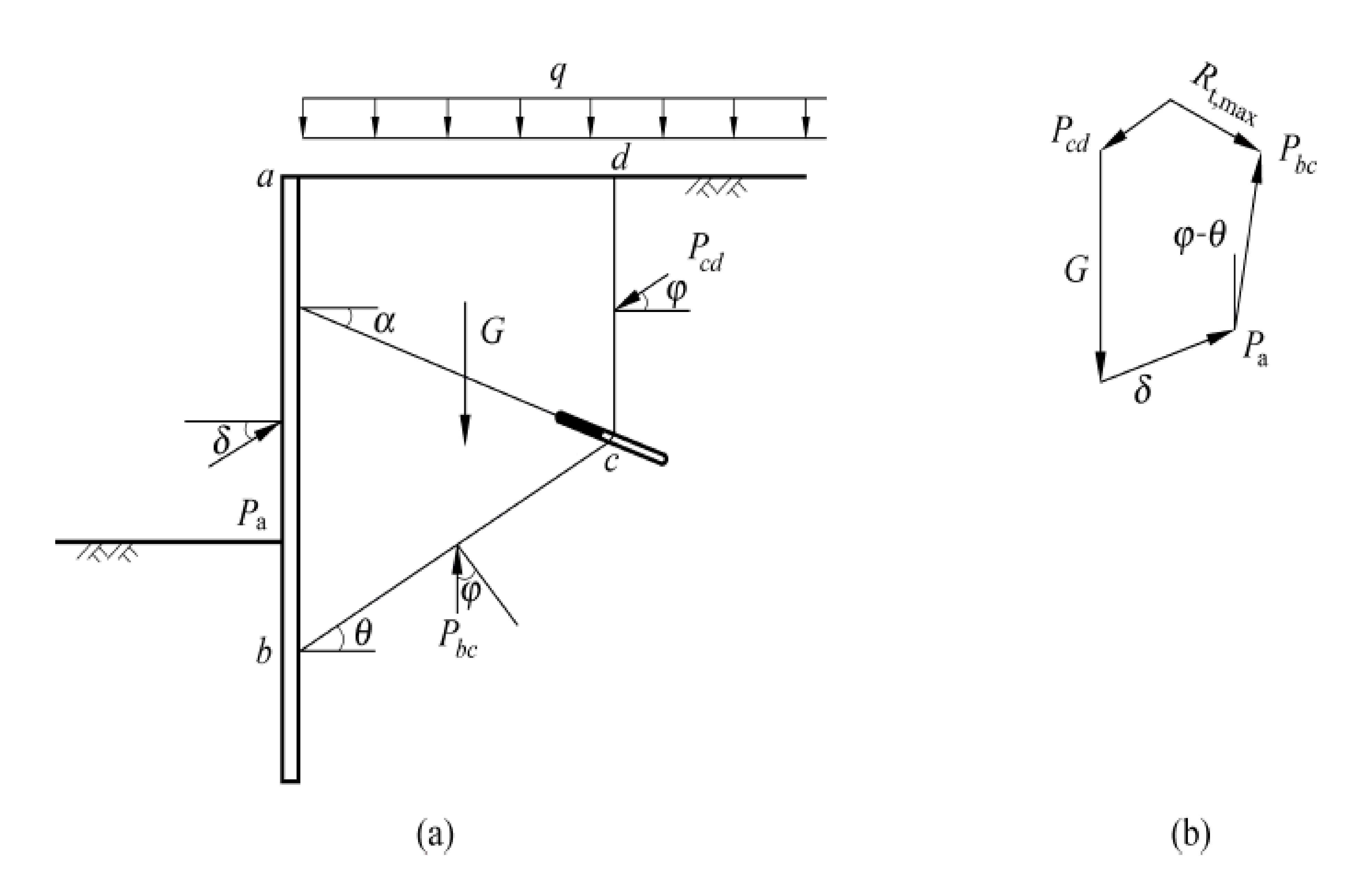


图 7-22　单层锚杆深部破裂的稳定性验算简图

G—滑动土体的重量(包括地面超载)，kPa；P_a—作用于支护墙上主动土压力的合力，kPa；
P_{cd}—作用于 cd 面上主动土压力的合力，kPa；P_{bc}—作用于 bc 面上反力的合力，kPa；
φ—土体的内摩擦角，(°)；δ—支护墙与土体之间的摩擦角，(°)；
θ—深部滑移面与水平面之间的夹角，(°)；α—锚杆倾角，(°)。

$$K_{ms} = \frac{R_{t,max}}{N_t} \tag{7-25}$$

式中：N_t——土层锚杆设计轴向拉力，kN；

K_{ms}——深层稳定性安全系数，一般不小于 1.2～1.5。

(2) 两层及两层以上土层锚杆支护墙深层滑移稳定性验算见图 7-23，其分析方法同单层锚杆体系。在单元体内存在 bc、be 及 bec 三个可能的滑动面，分别利用力多边形求出锚杆所需的最大拉力 $R_{t(bc)\max}$、$R_{t(be)\max}$ 及 $R_{t(bec)\max}$，从而得到相应的安全系数，一般不小于 1.2～1.5。

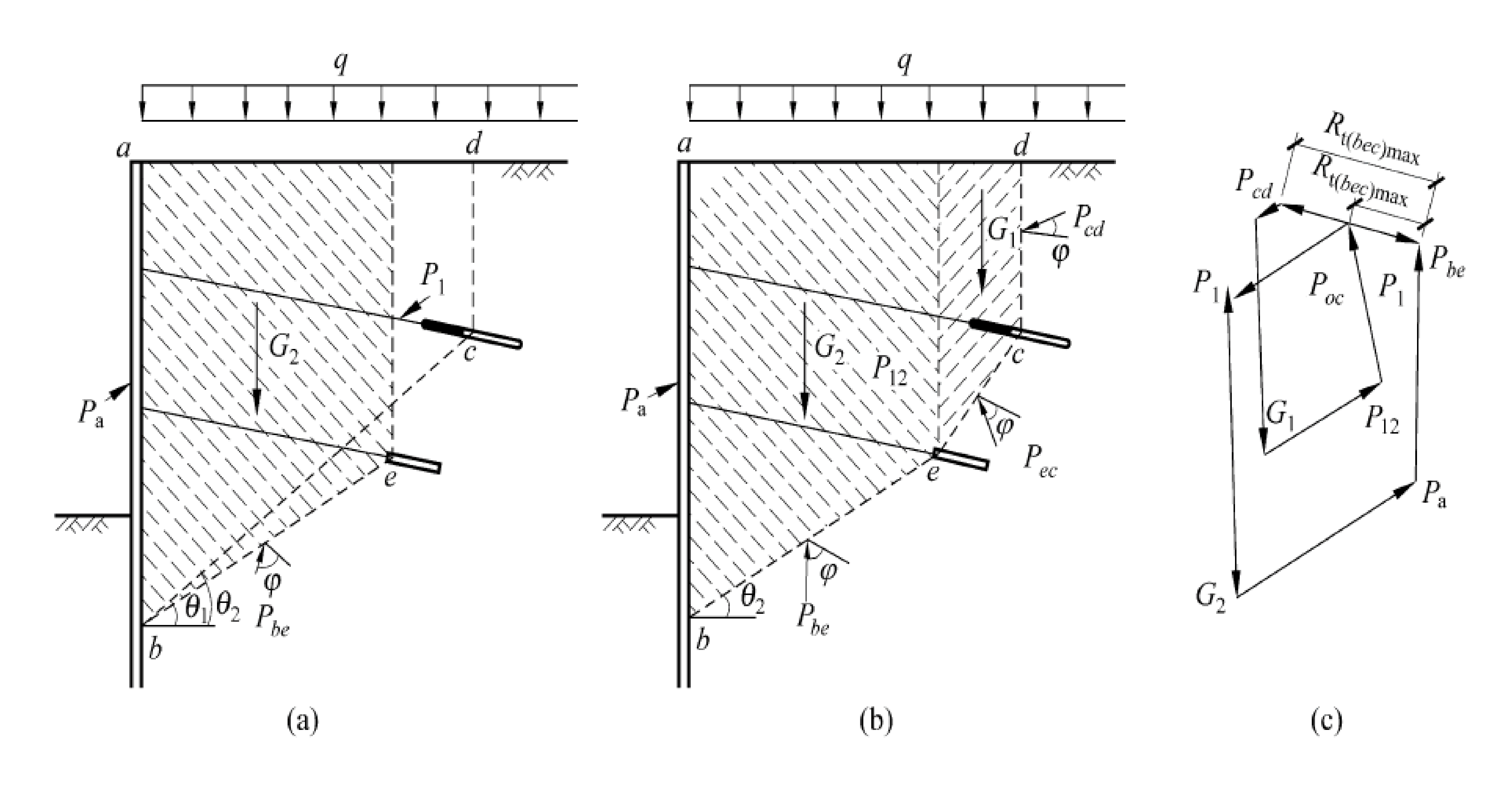


图 7-23 双层锚杆深部破裂的稳定性验算

(3) 当锚固段的中点低于基坑开挖面时，可不必进行深层滑移稳定性验算。

5. 土层锚杆竖向稳定性验算

当土层锚杆的倾角大于 30°或者支护结构为钢筋混凝土板桩、地下连续墙，且插入深度较小，下卧层非常软弱时，应按下式验算

$$K_{mv} = \frac{Q_s}{N_v} \tag{7-26}$$

式中：N_v——锚杆拉力 N_t 的竖直向分力与墙体自重之和，kPa；

Q_s——墙体与土层之间的摩擦阻力与墙体端部承载力之和，kPa；

K_{mv}——安全系数，一般不小于 1.2。

6. 锚杆变形计算

锚杆弹性变形由试验确定，初步设计时可按下式计算

$$S_e = \left(\frac{L_f}{E_s A_b} + \frac{L_a}{3E_c A_c}\right) T \tag{7-27}$$

$$E_c = \frac{A_b E_s + A_m E_m}{A_b + A_m} \tag{7-28}$$

式中：S_e——锚杆弹性变形，m；

T——锚杆轴向拉力值，kN；

E_s——杆体弹性模量，kN/m²；

A_b——杆体截面面积，m²；

E_c——锚固体组合模量；

A_m——锚固体中浆体截面面积，m^2；

A_c——锚固体截面面积，m^2；

E_m——锚固体中浆体弹性模量，kN/m^2。

在用竖向弹性地基梁法分析支护结构时，锚杆的水平刚度系数 K_T 由下式确定

$$K_T = \frac{3AE_sE_cA_c}{(3l_fE_cA_c + E_sAl_a)\cos\theta} \tag{7-29}$$

式中：θ——锚杆水平倾角，(°)。

7.6　土钉墙支护结构设计

7.6.1　一般规定

土钉钢筋采用 HRB 335 或 HRB 400 热轧变形钢筋，直径在 16～32mm 范围。

土钉孔径在 70～120mm 之间，注浆的强度等级一般不低于 10MPa，3d 不低于 6MPa。

土钉长度 l 与基坑深度 H 之比对于非饱和土宜为 0.6～1.2，密实砂土和坚硬黏土取低值，软塑黏性土不应小于 1.0。

土钉的水平和竖直间距 S_h 和 S_v 宜为 1～2m，在饱和黏性土中可小到 1m；在干硬黏性土中可超过 2m。此外，沿面层布置的土钉密度不应低于每 $6m^2$ 一根。

喷射混凝土面层的厚度在 50～150mm 范围内，混凝土强度等级不低于 C20，3d 强度不低于 10MPa，面层内设置钢筋网，钢筋 ϕ6～10mm，间距 150～300mm，当面层厚度大于 120mm 时，宜设置两层钢筋网。

土钉钻孔的向下倾角在 5°～20°之间。

土钉支护的喷射混凝土面层宜插入基坑底部以下，插入深度不少于 0.2m，在基坑顶部也宜设置宽度为 1～2m 的喷射混凝土护顶。

7.6.2　基本计算

1. 内部整体滑动稳定性验算

土钉支护的内部整体稳定性验算是指边坡土体中可能出现的破坏面发生在支护内部并穿过全部或部分土钉。假定破坏面上的土钉只承受拉力且达到极限抗拉能力 R，按圆弧破坏面采用简单条分法对土钉支护做内部整体稳定性验算，如图 7-24 所示，安全系数 K_{si} 为

$$K_{si} = \frac{\sum_{i=1}^{N}[(W_i + Q_i)\cos\alpha_i\tan\varphi_i + (R_k/S_{hk})\sin\beta_k\tan\varphi_i + c_i(b_i/\cos\alpha_i) + (R_k/S_{hk})\cos\beta_k]}{\sum_{i=1}^{N}[(W_i + Q_i)\sin\alpha_i]} \tag{7-30}$$

式中：W_i，Q_i——作用于 i 土条的自重和地面、地下荷载，kPa；

α_i——第 i 土条圆弧滑动面切线的水平倾角，(°)；

b_i——第 i 土条宽度，m；

c_i，φ_i——第 i 土条圆弧滑动面所处第 i 土层土的黏聚力(kPa)、内摩擦角，(°)；

R_k——滑动面上第 k 排土钉的最大抗力，kN；

β_k——第 k 排土钉轴线与该破坏面切线之间的夹角，(°)；

S_{hk}——第 k 排土钉的水平间距，m；

K_{si}——内部整体滑动稳定安全系数，一般不应小于 1.3。

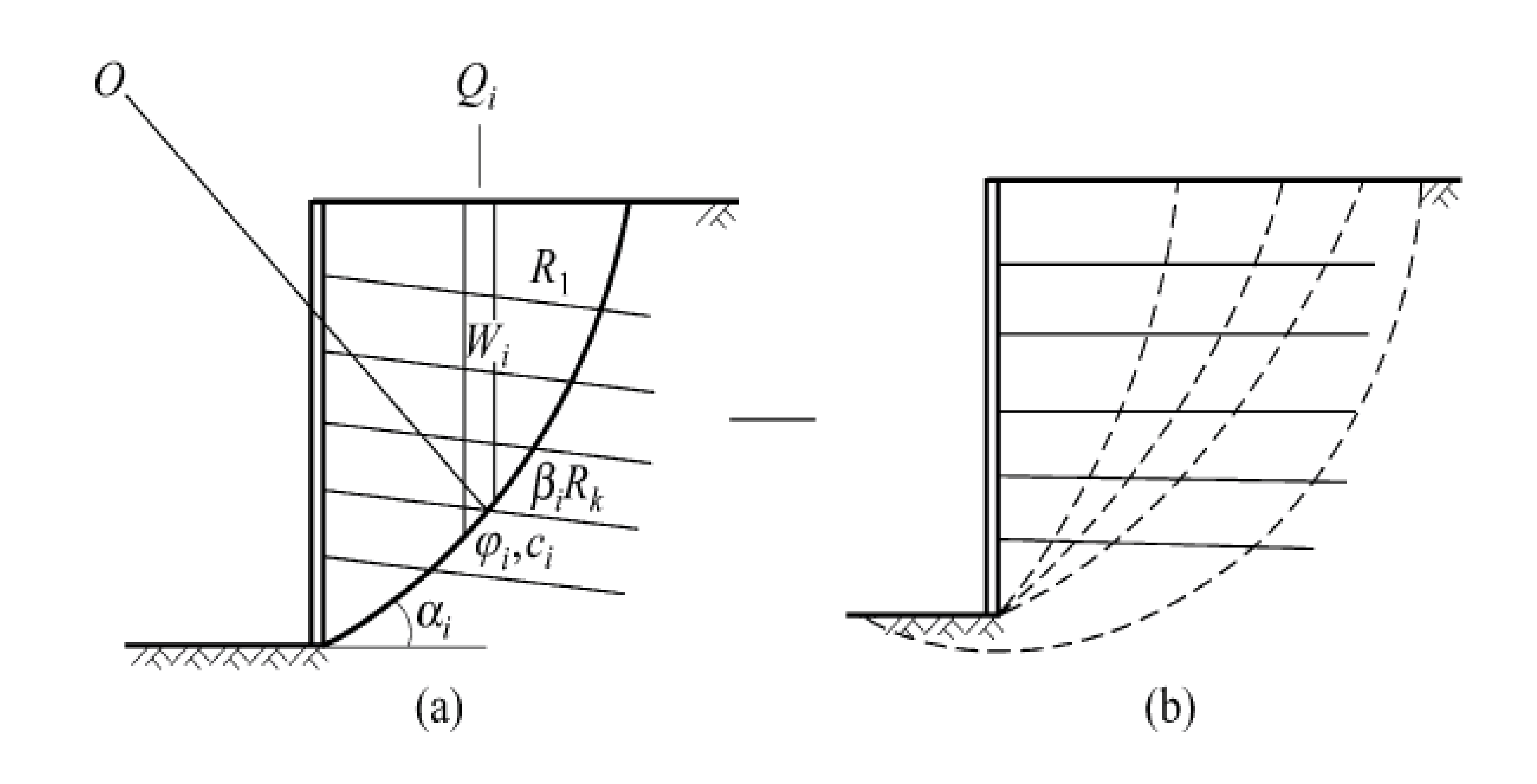


图 7-24　内部整体滑动稳定性验算

当有地下水时，式(7-30)中尚应计入地下水压力的作用及其对土体强度的影响。作为设计依据的临界破坏面位置需根据试算确定，与其相应的稳定性安全系数在各种可能的破坏面中为最小值。此外，还应验算各施工阶段的内部整体稳定性。

2. 外部整体稳定性验算

土钉支护的外部整体稳定性验算与重力式挡土墙的稳定性分析相同，可将由土钉加固的整个土体视作重力式挡土墙(如图 7-25)分别验算

(1) 整个土钉支护沿底面水平滑动(图 7-25(a))。

(2) 整个土钉支护绕基坑底角倾覆，并验算此时支护底面的地基承载力(图 7-25(b))。

(3) 整个土钉支护连同外部土体沿深部的圆弧破坏面失稳(图 7-25(c))，可按式(7-30)进行验算，但此时可能破坏面在土钉设置范围之外，用计算式(7-30)时，土钉抗力为零。

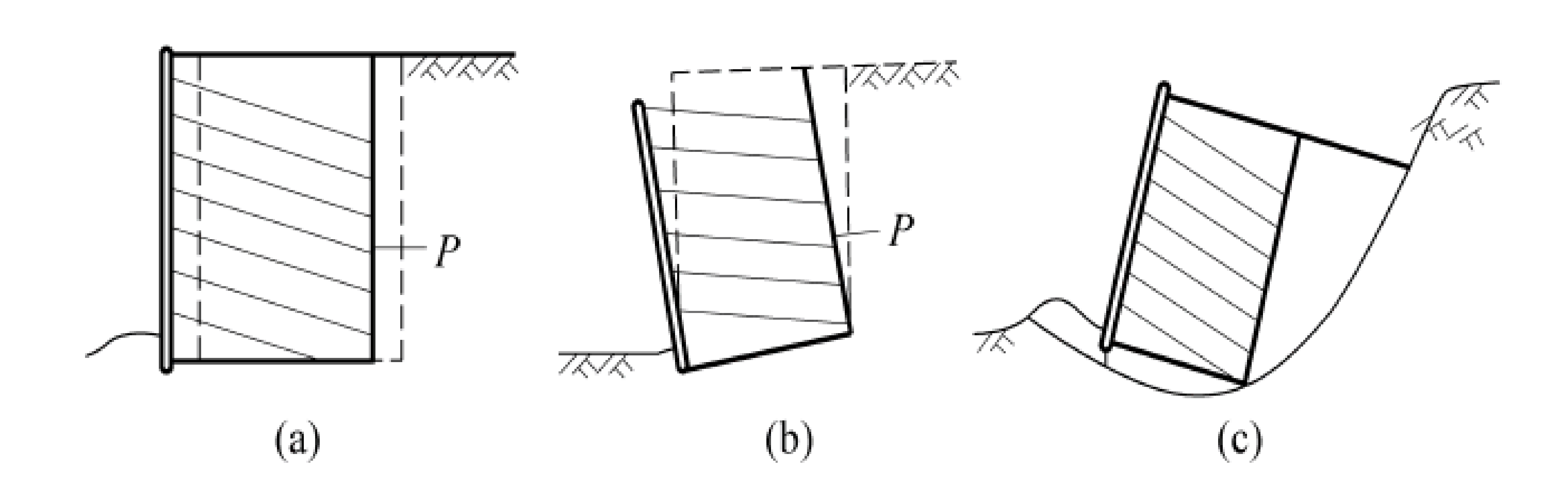


图 7-25　外部整体稳定性验算

(1)、(2)两项验算可参照《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7—89)中的计算公式，墙背的土压力为水平作用的朗肯主动土压力，取墙体的宽度等于底部土钉的水平投影长度。

3. 土钉设计计算

1) 土钉的拉力计算

在土体自重和地表均布荷载作用下，每一土钉中所受的最大拉力或设计内力 N，可按图7-26所示的侧压力分布图形用式(7-31)求出

$$\begin{cases} N = pS_{\mathrm{v}}S_{\mathrm{h}}/\cos\theta \\ p = p_1 + p_{\mathrm{q}} \end{cases} \tag{7-31}$$

式中：θ——土钉的倾角，(°)；

p——土钉长度中点所处深度位置上的侧压力，kPa；

p_1——土钉长度中点所处深度位置上由支护土体自重引起的侧压力，kPa；

p_{q}——地表均布荷载引起的侧压力，kPa。

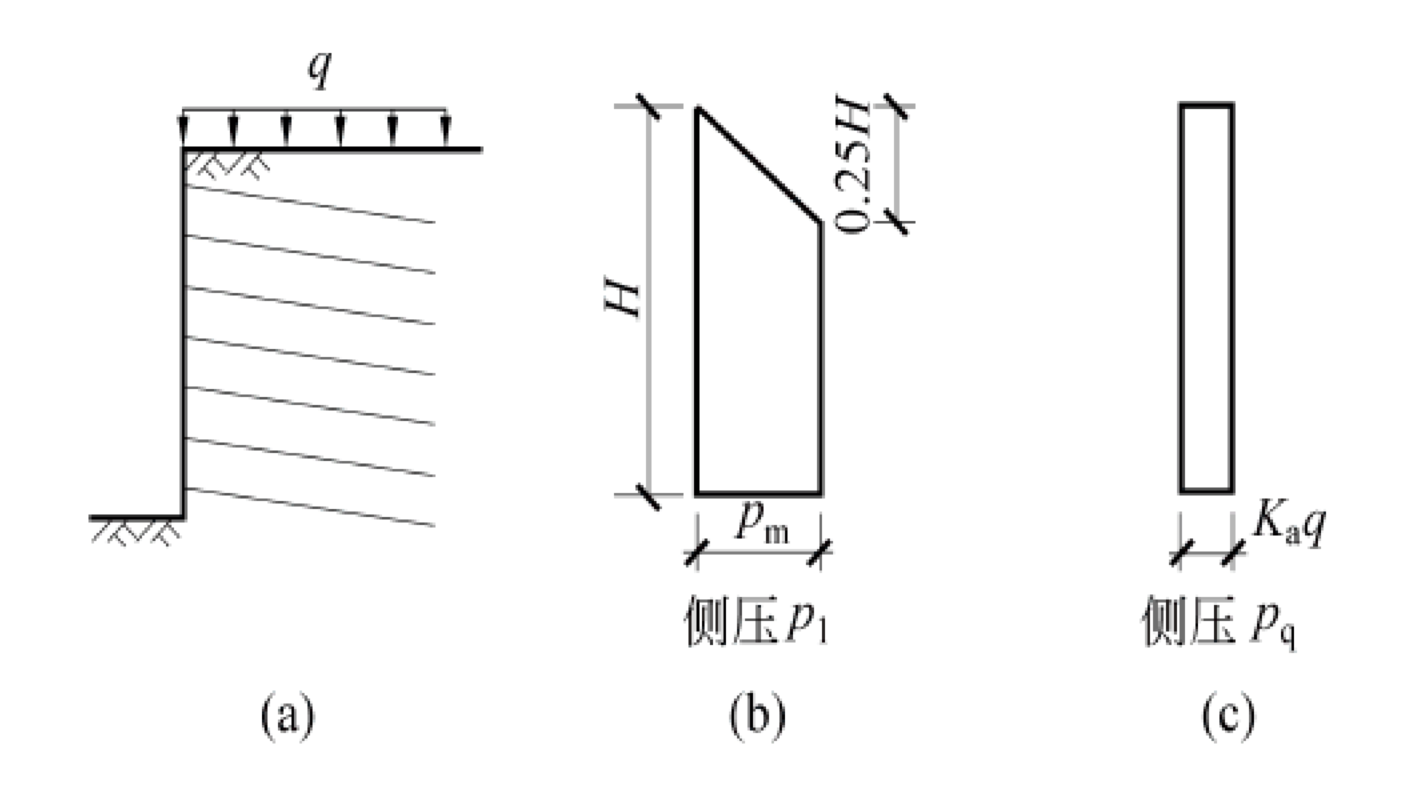


图7-26　侧压力的分布

图7-26中自重引起的侧压力峰压 p_{m}，

对于 $\frac{c}{\gamma H} \leqslant 0.05$ 的砂土和粉土

$$p_{\mathrm{m}} = 0.55K_{\mathrm{a}}\gamma H$$

对于 $\frac{c}{\gamma H} > 0.05$ 的一般黏性土

$$p_{\mathrm{m}} = K_{\mathrm{a}}\left(1 - \frac{2c}{\gamma H\sqrt{K_{\mathrm{a}}}}\right)\gamma H \leqslant 0.55K_{\mathrm{a}}\gamma H$$

黏性土 p_{m} 的取值应不小于 $0.2\gamma H$。

地表均布荷载引起的侧压力取为

$$p_{\mathrm{q}} = K_{\mathrm{a}}q$$

2) 土钉的设计内力

各层土钉在设计内力作用下应满足式(7-32)

$$K_{\mathrm{s,d}}N \leqslant 1.1\frac{\pi d_{\mathrm{b}}^2}{4}f_{\mathrm{y}} \tag{7-32}$$

式中：$K_{s,d}$——土钉局部稳定性安全系数，取 1.2～1.4，基坑深度较大时取大值；

N——土钉设计内力，kN；

d_b——土钉钢筋直径，m；

f_y——钢筋抗拉强度，kPa。

3）土钉长度的确定

各层土钉的长度应满足式(7-33)要求

$$l \geqslant l_1 + \frac{K_{s,d} N}{\pi d_0 \tau} \tag{7-33}$$

式中：l_1——土钉轴线与图 7-27 所示倾角等于$(45°+\varphi/2)$斜线的交点至土钉外端点的距离，m；对于分层土体，φ 值根据各层土的 $\tan\varphi$ 值按其层厚加权的平均值算出；

d_0——土钉孔径，m；

τ——土钉与土体之间的界面黏结强度，kPa。

4）土钉的极限抗拉承载力

土钉极限抗拉承载力 R 按公式(7-34)、式(7-35)计算，并取其中较小者。

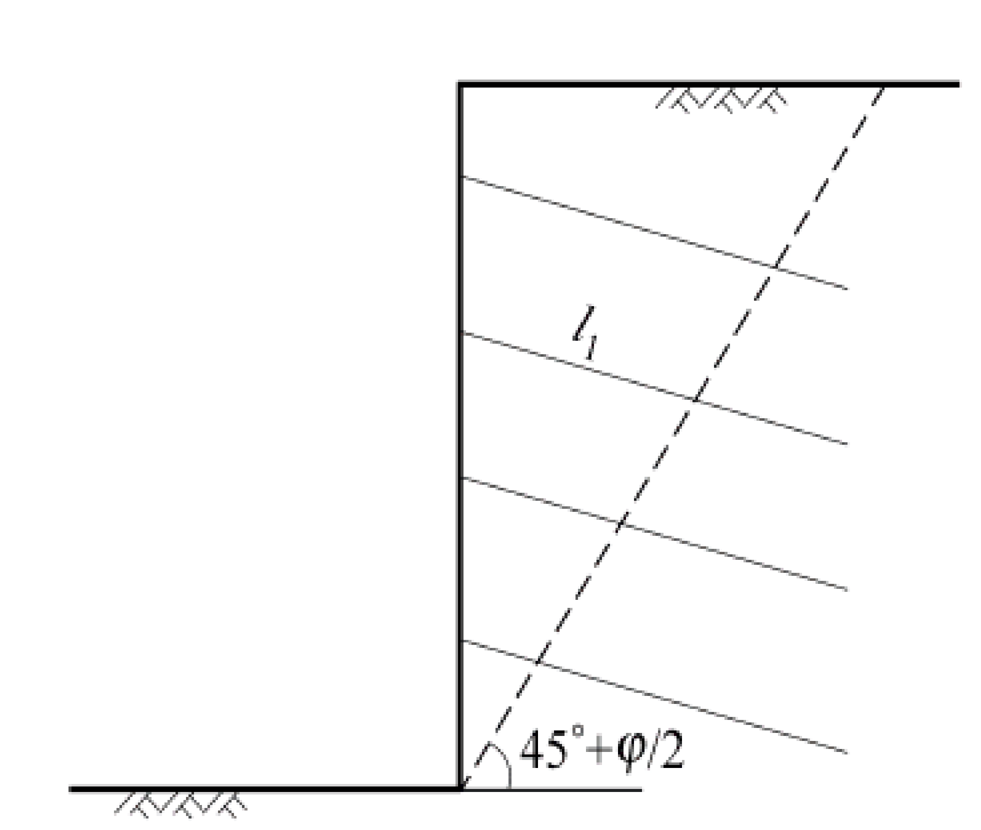


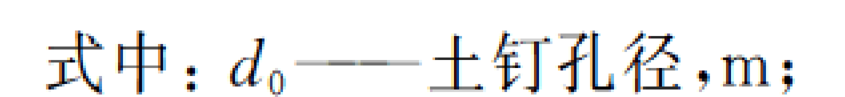
图 7-27　确定土钉长度的简图

按土钉抗拔条件

$$R = \pi d_0 l_a \tau \tag{7-34}$$

按土钉受拉屈服条件

$$R = 1.1\frac{\pi d_b^2}{4} f_y \tag{7-35}$$



式中：d_0——土钉孔径，m；

d_b——土钉钢筋直径，m；

l_a——土钉在破坏面一侧伸入稳定土体中的长度，m；

τ——土钉与土体之间的界面黏结强度，kPa；

f_y——钢筋抗拉强度，kPa。

复习思考题

(1) 简述明挖深基坑支护结构的类型。

(2) 试推导重力式水泥土挡墙设计稳定验算的理论计算公式。

(3) 试推导排桩或地下连续墙式支护结构设计稳定验算的理论计算公式。

(4) 试推导土钉墙设计稳定验算的理论计算公式。

第 8 章

沉井基础构造和结构设计计算

8.1 沉 井 概 述

8.1.1 沉井基础特点及其应用范围

沉井基础(Sunk Well Foundation)是以沉井法施工的地下结构物和深基础的一种形式。其特点是将位于地下一定深度的建筑物或建筑物基础,先在地表制作成一个井筒状的结构物(沉井),然后在井壁的围护下通过从井内不断挖土,使沉井在自重作用下逐渐下沉,达到预定设计标高后,再进行封底,构筑内部结构。

沉井基础广泛应用于桥梁、烟囱、水塔等的基础工作以及水泵房、地下油库、水池竖井等深井构筑物和盾构或顶管的工作井等。

采用沉井法施工,不需要板桩围护,技术上安全可靠,施工操作简便。比敞口明挖占地面积小,挖土量少,对邻近建筑物的影响较小。同时,由于沉井基础埋置较深,稳定性好,能支承较大的荷载。近年来,沉井的施工技术和施工机械有了很大改进,可使地表产生很小的沉降和位移。

8.1.2 沉井分类

(1) 按下沉环境可分为陆地沉井(包括在浅水中先筑捣制作的沉井)和浮式沉井(用于在水中的沉井);

(2) 按沉井构造形式可分为独立沉井(多用于独立深基础或独立深井构筑物)和连续沉井(多用于隧道工程);

(3) 按沉井平面形式可分为圆形、圆端形、正方形、矩形和多边形等,也可分为单孔沉井和多孔沉井(见图 8-1);

(4) 按沉井制作材料可分为混凝土、钢筋混凝土、钢、砖、石以及组合式沉井等。

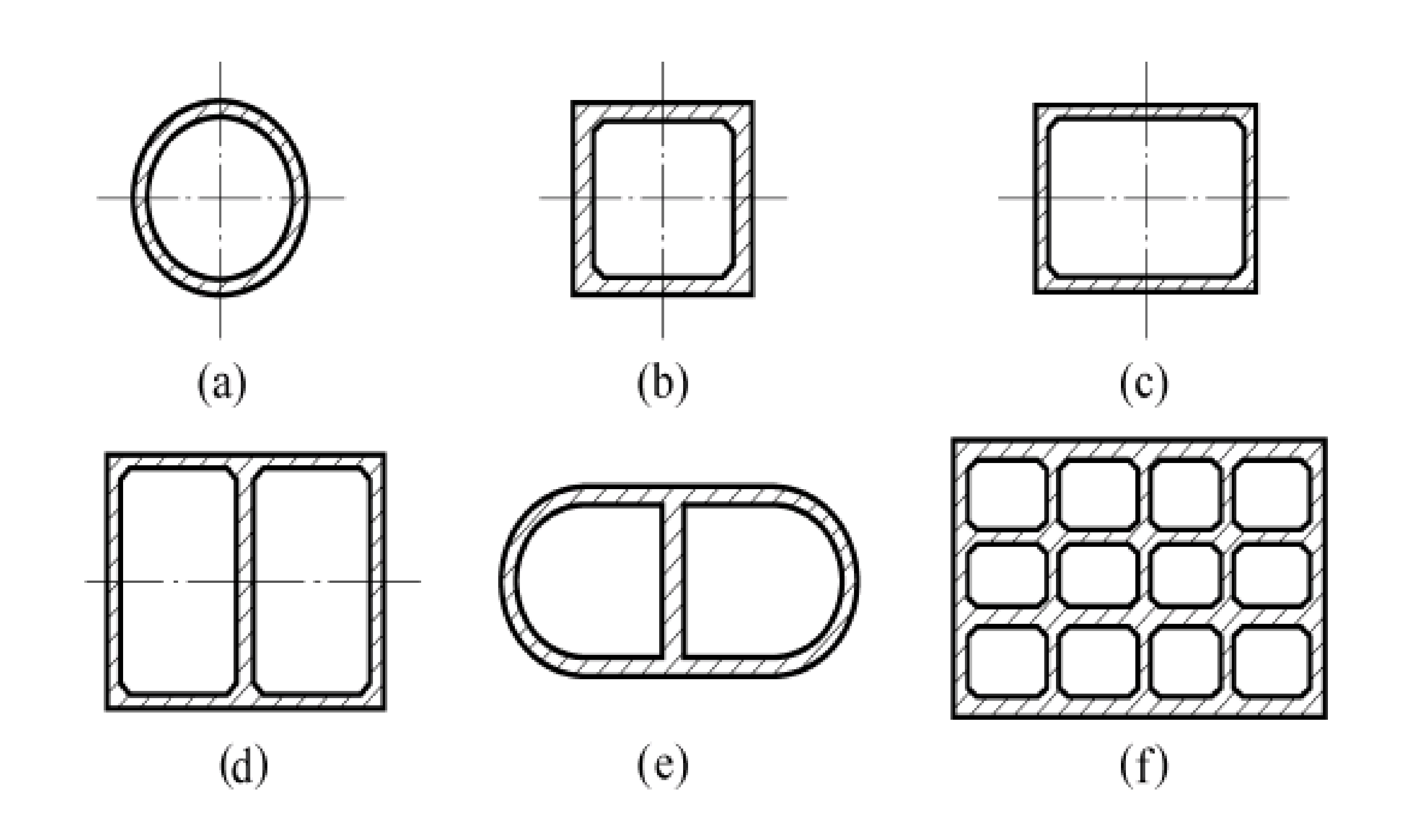


图 8-1 沉井按平面形式分类

(a) 圆形单孔沉井；(b) 正方形单孔沉井；(c) 矩形单孔沉井；
(d) 矩形双孔沉井；(e) 圆端形双孔沉井；(f) 矩形多孔沉井

8.1.3 沉井设计原则

沉井平面尺寸及其形状与高度，应根据墩台的底面尺寸、地基承载力及施工要求确定。力求结构简单对称，受力合理，施工方便。具体要求为：

(1) 沉井棱角处宜做成圆角或钝角，可使沉井在平面框架受力状态下减少应力集中，减少井壁摩擦面积和便于吸泥(不至于形成死角)。沉井顶面襟边的宽度不应小于沉井全高的 1/50，且不得小于200mm。浮式沉井另加 200mm。

(2) 沉井的长短边之比越小越好以保证下沉时的稳定性。

(3) 为便于沉井制作和井内挖土出土，一般沉井应分节制作，每节高度不宜大于 5m，且不宜小于3m。沉井底节高度除应满足拆除支承时沉井的纵向抗弯要求之外，在松软土层中下沉的沉井，底节高度不宜大于 0.8 b(b 为沉井宽度)。如沉井高度小于 8m，地基土质情况和施工条件都允许时，沉井也可一次浇成。

8.1.4 沉井施工步骤

图 8-2 是沉井的施工步骤。

(1) 场地平整(或筑捣)、铺垫木，制作底节沉井(图 8-2(a))；

(2) 拆摸，刃脚下一边填塞砂、一边对称抽拔出垫木(图 8-2(b))；

(3) 均匀开挖下沉沉井，底节沉井下沉完毕(图 8-2(c))；

(4) 建筑第二节沉井，继续开挖下沉并接筑下一节井壁；

(5) 下沉至设计标高，清基(图 8-2(d))；

(6) 沉井封底处理；

(7) 施工井内设计和封顶等。

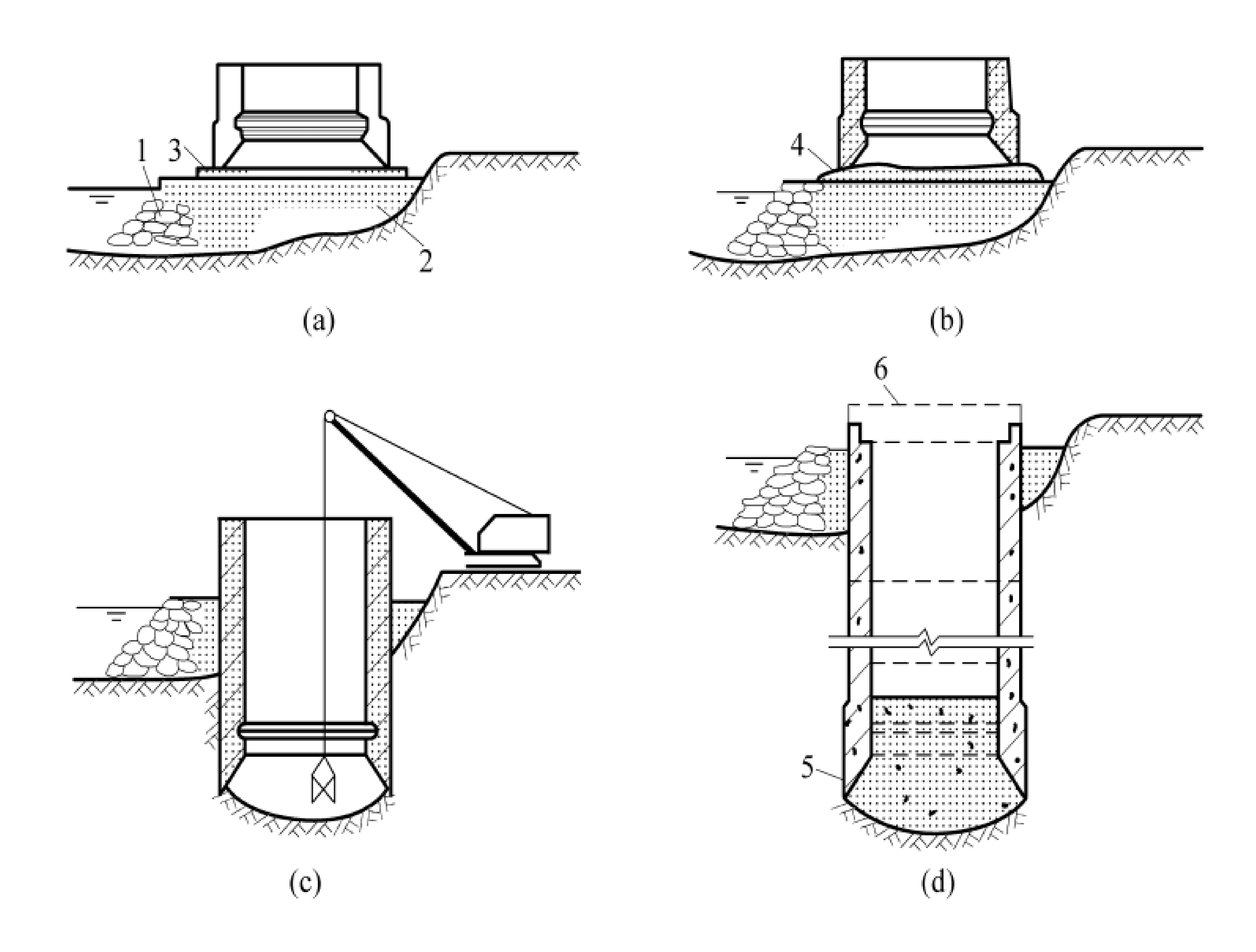


图 8-2　沉井施工步骤示意图

(a) 筑捣、铺垫木制作沉井底节；(b) 抽除支承垫木；(c) 挖土下沉井；(d) 清基及封底

1—袋装黏土筑捣护壁；2—填土；3—铺设垫木；4—边对称抽除垫木，边回填砂土；5—封底混凝土；6—沉井顶板

8.2　沉井构造

沉井主要由刃脚、井壁、内隔墙、取土井、凹槽、封底、顶板等部分组成，如图 8-3 所示。

1）刃脚

一般刃脚为井壁下端做成刀刃开头的部分，如图 8-4(a)所示。其作用在于减小沉井的下沉阻力，使之能在自重作用下切土下沉。一般采用不低于 C20 的钢筋混凝土制成。当沉井下沉较深且土质较坚硬时，刃脚面常以型钢（角钢或槽钢）加强（见图 8-4(b)），刃脚的底面宽度可分 100～200mm，如为软土地基可适当放宽，在坚硬地基上也可做成尖角（见图 8-4(c)）。刃脚斜面与水平面的交角一般应不小于 45°。刃脚的高度应视井壁的厚度确定，并应考虑便于抽拔垫木和挖土。

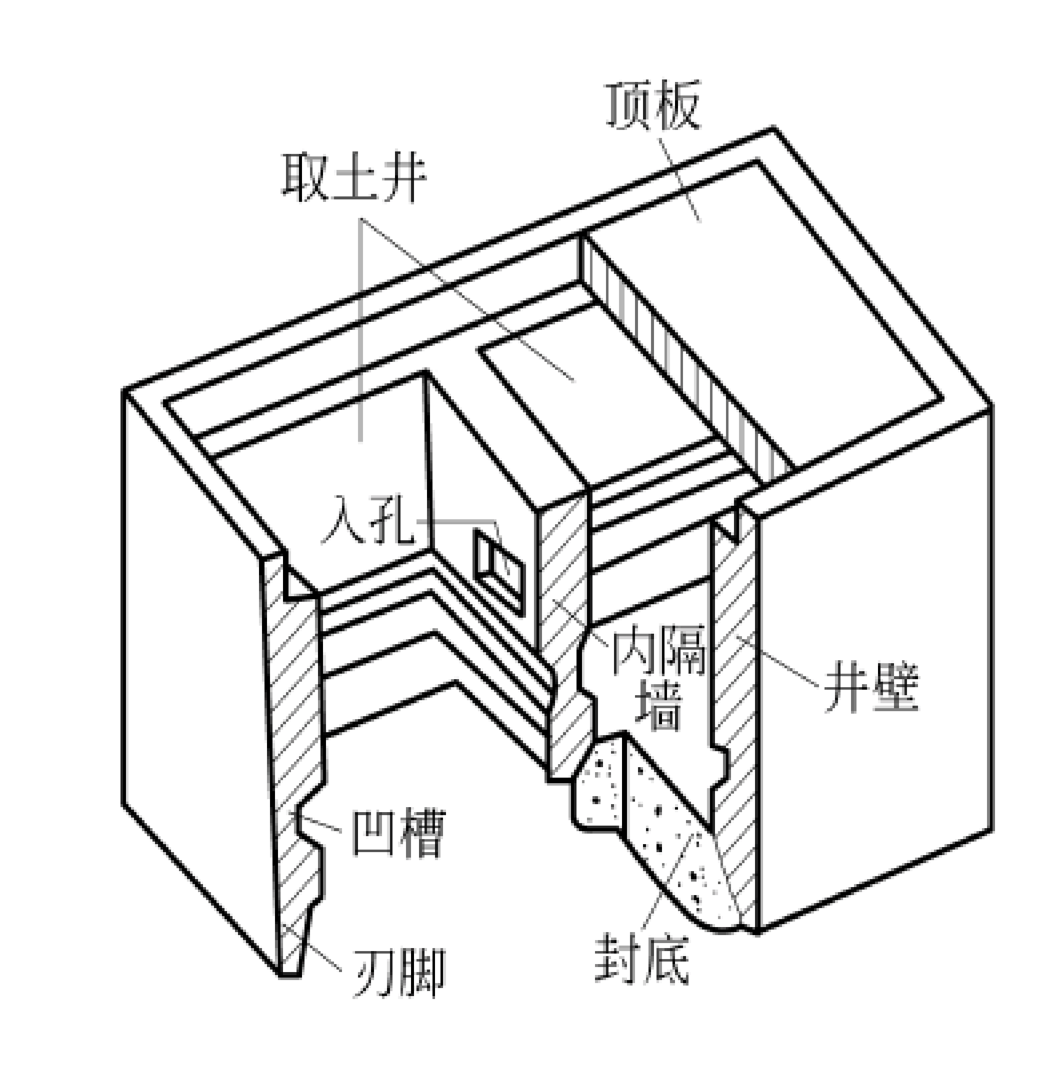


图 8-3　沉井的构造

2）井壁

井壁即沉井的外壁，是沉井承担其自重及井外水、土压力的主要部分。井壁厚度应根据结构强度、施工下沉需要的重力、便于取土和清基等因素而定。设计时通常先假定井壁厚度再进行承载力验算，井壁厚度一般为 0.8～1.5m。但钢筋混凝土薄壁沉井及钢模薄壁浮式沉井的壁厚不受此限。

钢筋混凝土井壁中一般应配置两层竖向钢筋及水平钢筋，并且还要有靠自重作用能顺利下沉的足

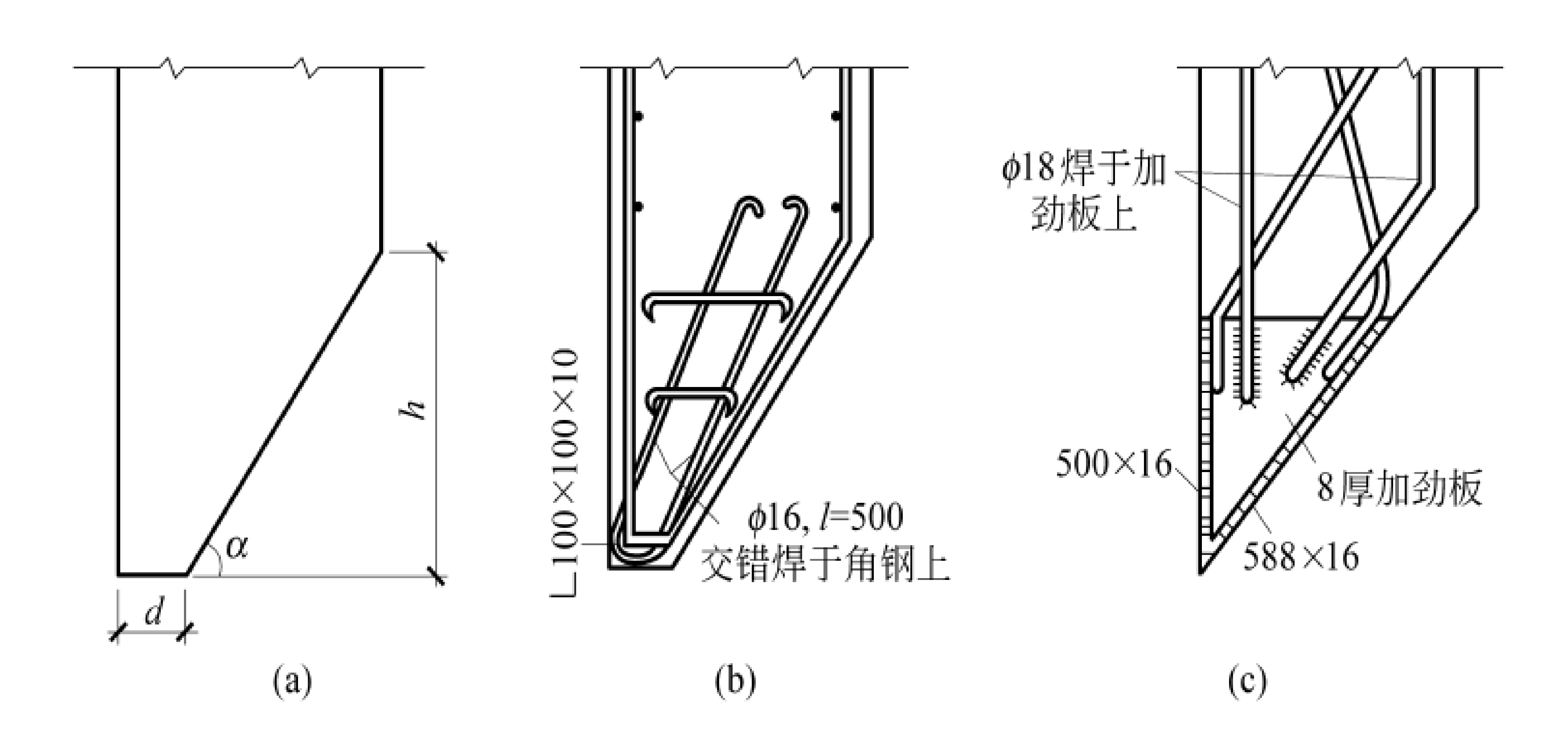


图 8-4 沉井刃脚的构造(单位：mm)

(a) 混凝土刃脚；(b) 设角钢的刃脚；(c) 尖刃脚

够重量。

井壁外侧的形式如图 8-5 所示。竖直井壁施工方便，周围土层能较好地约束井壁，较容易控制垂直下沉，并且能减少对四周构筑物的影响。但井壁上土的摩擦阻力较大，一般在沉井入土深度不大时或松软土层中采用。当沉井入土深度较大，而土体又较密实时，可在沉井分节处作成台阶形，台阶宽度一般为 100～200mm，也可把外壁作成锥形。在软土地区施工沉井，如果沉井自重较大或软弱地基承载力极小，沉井下沉速度可能过快，易造成偏位或超沉等情况，可将沉井外壁作成倒锥形，其斜率根据下沉条件系数验算和施工经验确定。井壁内根据需要还常埋设有射水管、探测管、泥浆管和风管等。

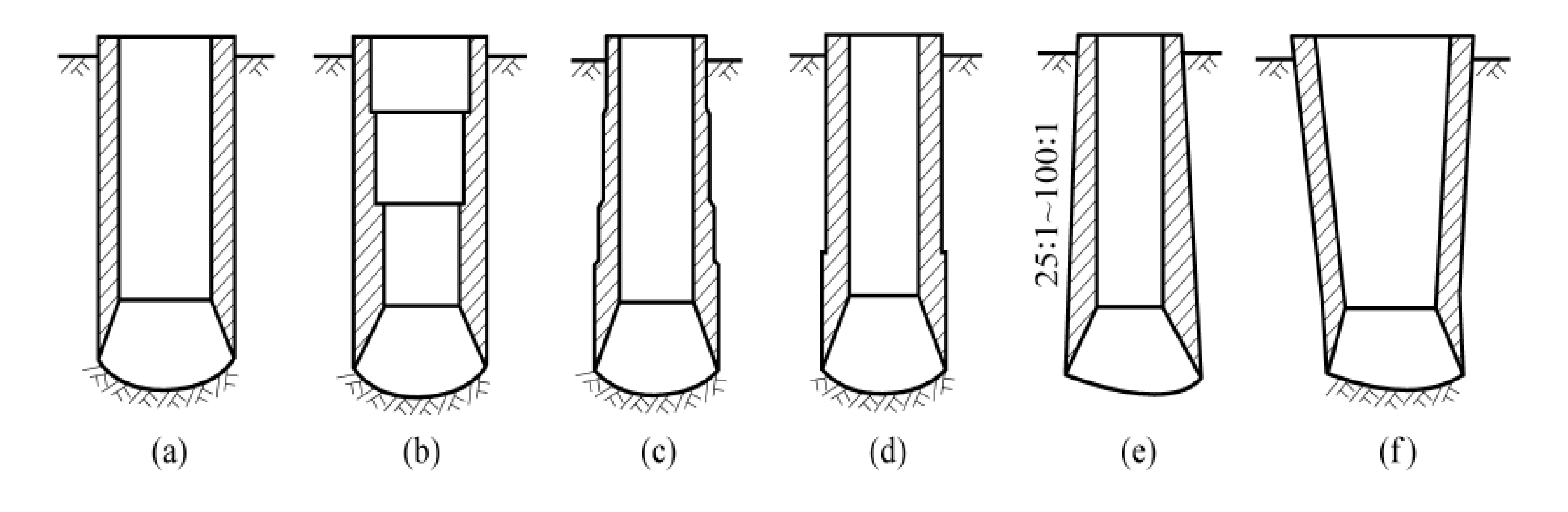


图 8-5 沉井井壁外侧的型式

(a)、(b) 竖直；(c)、(d) 台阶形；(e) 锥形；(f) 倒锥形

3）内隔墙

内隔墙为沉井内的分隔墙。作用是加强沉井刚度、缩小外壁计算跨度，同时又将沉井分成多个取土井，便于掌握挖土位置以控制下沉的方向。内隔墙的间距一般不大于 5～6m，厚度一般为 0.5～1.0m。考虑到内隔墙既要对刃脚悬臂起支撑作用，又不宜受到土的支承，妨碍沉井下沉，因此一般要求内隔墙底面高出刃脚底面 0.5～1.0m。但当沉井穿越极软弱的土层时，为防止沉井“突沉”，也可将内隔墙底面作成与刃脚底面平齐。

4）取土井

取土井在平面上应沿沉井的中轴线对称布置，以利于沉井均匀下沉，并便于校正倾斜和偏移。取土

井大小由取土方法而定，采用挖土斗取土时，应能保证挖土斗的自由升降，其最小边长不宜小于 2.5m。在沉井下沉完毕并封底后，如作基础用，则取土井可用素混凝土、片石混凝土或片石填砌；在无冰冻地区也可以采用粗砂或砂砾填料；当作用在墩台上的外力不大时，亦可采用空心沉井。但在砂砾填心和空心沉井的顶面均须设置钢筋混凝土盖板，盖板厚度应由计算确定。

5）凹槽

沉井内设凹槽是为了使封底混凝土嵌入井壁，形成整体，将传至沉井壁上的力更好地传递至封底混凝土底面。同时，当遇到意外困难，还可在凹槽处浇筑钢筋混凝土盖板，将沉井改为沉箱。凹槽水平方向深约 0.15～0.25m，高约 1.0m，其底面距刃脚底面一般大于 1.5m。

6）射水管组、探测管、气管和压浆管

（1）射水管组

当沉井下沉较深并估计土的摩擦阻力较大，下沉会有困难时，可在沉井壁中埋设射水管，管口设在刃脚下端和井壁外侧。射水管应均匀布置在井壁横向四周，并将其连成沿沉井平面中轴线对称的互相独立的 4 组。这样通过每组水管的水压力大小和水量可调整沉井的下沉方向和下沉速率。高压水水压一般不小于 0.6MPa，每一射水管的排水量不小 200L/min，下沉中必要时则利用射水管压入高压水把井壁四周和刃脚下端的土冲松，以减少摩擦阻力和端部阻力。

（2）探测管

在平面尺寸较大，且不排水下沉较深的沉井中可设置探测管。一般采用 ϕ200～500mm 的钢管或在井壁中预制管道。作用是探测刃脚和内隔墙底面下的泥面标高，清基射水或破坏沉井正面土层以利下沉；沉井水下封底后，可用作刃脚和内隔墙下封底混凝土的质量检查孔。

（3）气管

当采用空气幕下沉沉井时，可沿井壁外缘埋设内径 25mm 的硬塑料管作为气管。空气幕的原理是预先埋设在井壁四周的气管中压入高压空气，此高压空气由设在井壁上的喷气孔喷出，并沿井壁外表面上升溢出地面，从而在井壁周围形成一层松动的含有气体与水的液化土层，此含气土层如同幕帐一般围绕着沉井，故称之为空气幕。

（4）压浆管

当采用泥浆套技术下沉沉井时，压浆管的布置可采用外管法或内管法。外管法是在井壁内侧或外侧布置 ϕ38～50mm 的压浆管，间距为 3～4m，一般用于薄壁沉井；内管法是在井壁内预制孔道，其间距为 3～4m，一般用于厚壁沉井。采用内管法或井内外管法时，压浆管道的射口宜设在沉井底节台阶顶部处，射口方向与井壁周边须成 45°斜角；在射口处应设置射口围圈，防止压浆时直接冲射上壁和减少压浆出口处的填塞，射口围圈一般可用短角钢制作。

7）封底

沉井下沉到设计标高，基底经校验能满足设计要求后，当井中的水能被排干，即渗水量上升速度小于或等于 6mm/min 时，排干水后用 C15 或 C20 普通混凝土浇筑；当井中的渗水量上升速度大于 6mm/min 时，宜采用导管法浇注 C20 水下混凝土封底。封底混凝土的厚度按其承载力条件计算确定，一般其顶

面应高出凹槽顶面 0.5m。

8）顶板

以混凝土填心的沉井可用素混凝土顶板；空心或以其他松散料填心的沉井需用钢筋混凝土顶板，其厚度一般为 1.0～2.0m，配筋由承载力计算和构造要求确定。排水下沉的沉井，其顶面在地面或水位以下时，应在井壁的顶部设置挡土防水墙。

8.3　沉井结构设计计算

沉井在设计施工过程中的计算包括以下内容。

8.3.1　下沉系数计算

沉井下沉是靠在井孔内不断取土，使沉井自身重力克服四周井壁与土的摩擦阻力和刃脚下土的正面阻力而实现的，所以为使沉井能顺利稳定下沉，当全部尺寸初步拟定后，应验算沉井自重是否能克服下沉时土的摩擦阻力。可用下沉系数 k 表示

$$k = \frac{G_s}{F_R} \geqslant 1.15 \sim 1.25 \tag{8-1}$$

式中：G_s——沉井自重，kN；

F_R——沉井井壁侧面与土体间的总摩擦阻力(kN)，

$$F_R = \sum_{i=1}^{n} h_i u_i F_i$$

其中，h_i、u_i、F_i 分别为沉井穿过的第 i 层土的厚度(m)、该段沉井的外周长(m)和第 i 层土对井壁单位面积的摩擦阻力(kPa)。

摩擦阻力 F 值与土的种类及其物理力学性能、井壁材料及其表面的粗糙程度等有关。可根据实践经验、实测资料来确定。如无资料，对下沉深度在 20m 以内或放宽至最深不超过 30m 的沉井，可参考表 8-1 的数值选用。

表 8-1　沉井井壁与土体之间的摩擦阻力 F_i

土的种类	黏性土	砂性土	砂卵石	砂砾石	软　土	泥浆套
F_i/kPa	25～50	12～25	18～30	15～20	10～12	3～5

8.3.2　沉井底节验算

沉井底节即为沉井的第一节。沉井底节自抽除垫木开始，刃脚下的支承位置就在不断变化。

(1) 在排水或无水情况下下沉沉井，由于可以直接看到挖土的情况，沉井的支承点比较容易控制在使井体受力最为有利的位置上。对于圆端形或矩形沉井，当其长边大于 1.5 倍短边时，支承点可设在长边上，两支点的间距等于 0.7 倍长边(见图 8-6 的 1 点)，以使支承处产生的弯矩与长边中点处产生的弯

矩大致相等，并按照此条件验算沉井自重所引起的井壁顶部混凝土的拉应力。若验算混凝土的拉应力超过容许值，可加大底节沉井的高度或按需要增设钢筋。

(2) 对于不排水下沉的沉井，由于不能直接看到挖土的情况，刃脚下土的支承位置很难控制，可将底节沉井作为梁并按下列假定的不利支承情况进行验算：

① 假定底节沉井仅支承于长边的中点(见图 8-7 的 3 点)，两端悬空验算由于沉井自重在长边中点附近最小竖截面上所产生的井壁顶部混凝土拉应力。

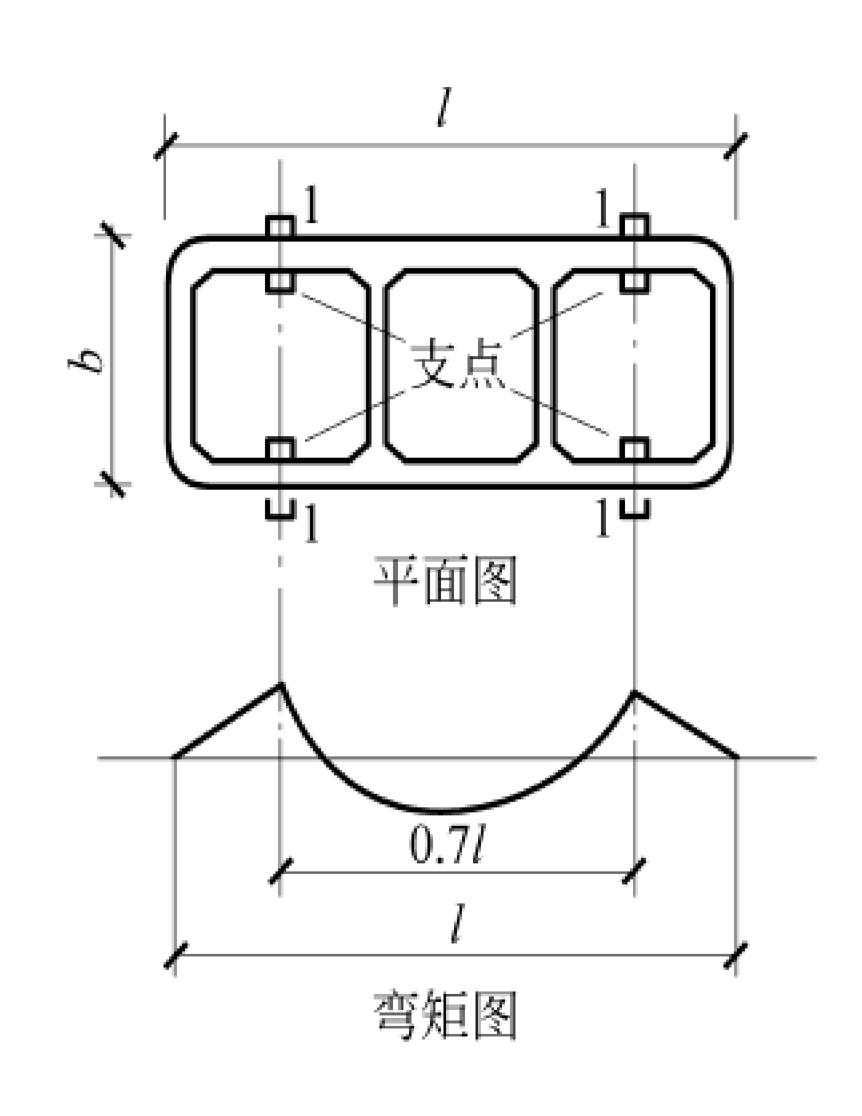


图 8-6　支承在 1 点上的沉井

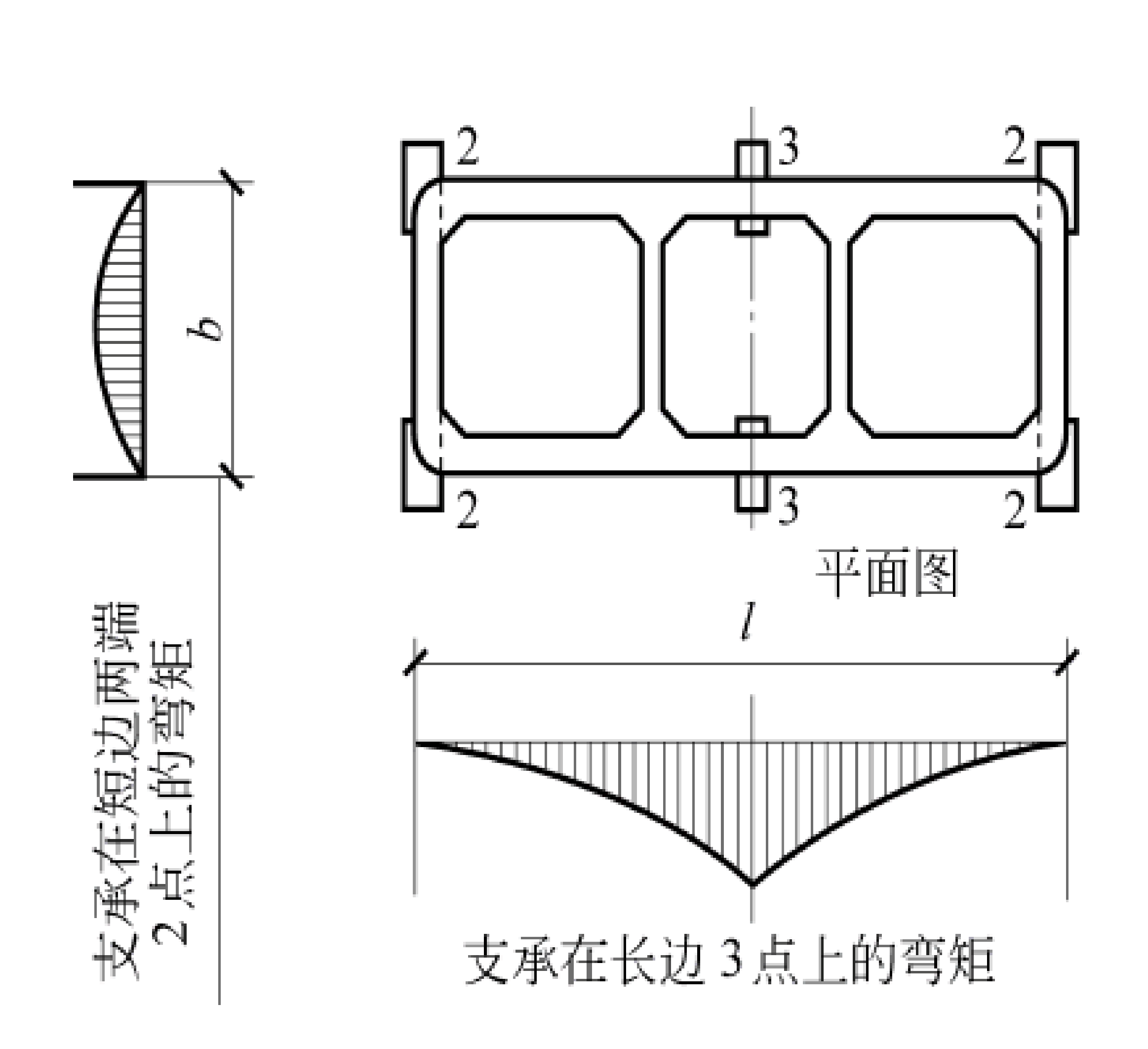


图 8-7　支承在 2 点、3 点上的沉井

② 假定底节沉井支承于短边的两端点(见图 8-7 的 2 点)，验算由于沉井自重在短边处引起的刃脚底面混凝土的拉应力。

(3) 沉井底节的最小配筋率，钢筋混凝土不宜少于 0.1%，少筋混凝土不宜少于 0.05%。沉井底节的水平构造钢筋不宜在井壁转角处有接头。因为沉井下沉过程中井孔内的土体未被挖出，增加了沉井的下沉阻力，使井壁产生拉力，为防止转角处拉力过大，钢筋布置要求较为严格。

8.3.3　沉井井壁计算

混凝土厚壁沉井由于井壁的厚度较大，除刃脚外，可不进行验算；混凝土薄壁沉井的井壁应根据实际可能发生的情况进行验算。

沉井井壁应进行竖直和水平两个方向的内力计算。

1) 竖直方向

在沉井的下沉过程中，当沉井被四周土体钳固着而刃脚下的土已被掏空时应验算井壁接缝处的竖向拉应力。假定接缝处混凝土不承受拉应力而由接缝处的钢筋承受，此时钢筋的抗拉安全系数可采用 1.25，同时必须验算钢筋的锚固长度。

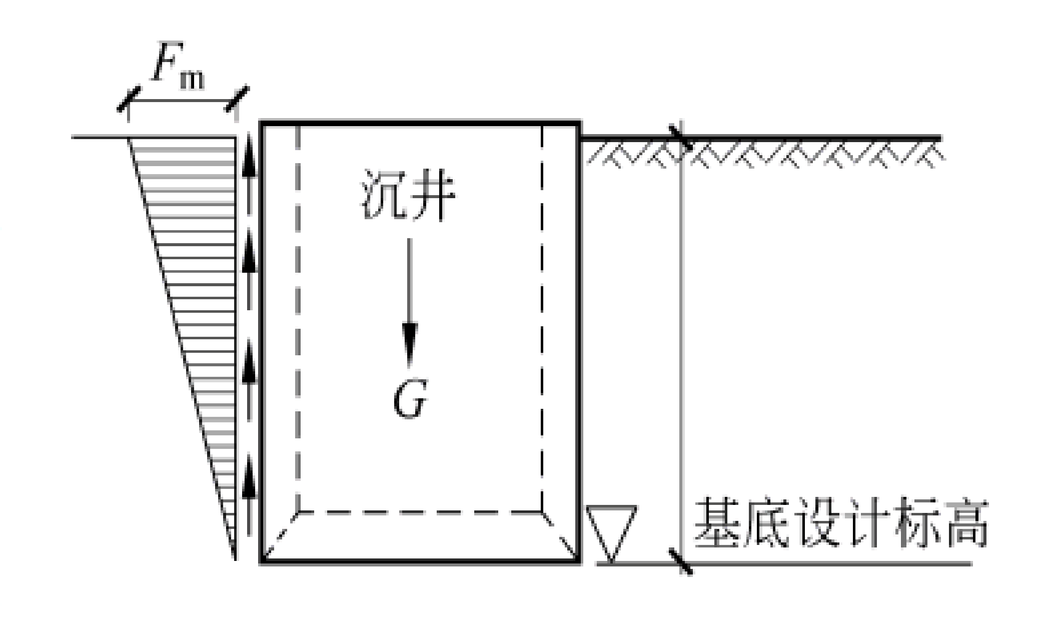


图 8-8　沉井外侧直立时的井壁摩擦阻力分布图

从井壁受竖向拉应力的最不利条件考虑，井壁摩擦阻力可假定沿沉井全高按倒三角形分布，即在刃角底面处为零，在地面处为最大(见图 8-8)。此时最危险的截面在沉井入土深度的 1/2 处，按

《公路桥函地基与基础设计规范》(JTJ 024—1985)等，此处井壁所承受的最大竖向拉力 $p_{1,max}$ 为此时沉井自重 G_s 的 1/4，即

$$p_{1,max}=\frac{G_s}{4} \tag{8-2}$$

实际工程中，沉井被卡住的情况较为常见，也出现过被拉裂的沉井，这与各土层的情况和施工方法等多种因素有关，并且被卡住沉井的外力分布也不可能如前面所假定的那么理想。因此，建议沉井井壁的竖向拉力按沉井结构和影响范围内的建筑物安全等级参考表 8-2 取值并进行验算，并满足最小配筋率要求。

表 8-2 沉井井壁的竖向拉力计算取值及其纵向钢筋最小配筋率

沉井施工状态	沉井结构或受其影响建筑物的安全等级与拉力计算取值			纵向钢筋最小构造配筋率
	一级	二级	三级	
排水下沉	0.50G	0.30G	0.25G	钢筋混凝土最小配筋率不宜少于 0.10%；少筋混凝土不宜少于 0.05%
不排水下沉	0.40G	0.25G	0.20G	
泥浆套中下沉	0.30G	0.25G	0.20G	

2）水平方向

根据排水或不排水的情况，沉井井壁在水压力和土压力等水平荷载作用下，须按沉井下沉至设计标高，刃脚下的土已被掏空，井壁受最大水平外力的最不利情况，将井壁作为水平框架验算其水平方向的挠曲。

(1) 验算刃脚根部以上其高度等于该处井壁厚度 t 的一段井壁，依此设置该段的水平钢筋。因这段井壁 t 是刃脚悬壁梁的固定端，施工阶段作用于该段的水平荷载，除本身所受的水平荷载外，还承受由刃脚悬臂传来的水平剪力 Q'(见图 8-9)。作用在该段井壁上的荷载 q 为

$$q_t=W+P+Q' \tag{8-3}$$

式中：q_t——作用在井壁 t(框架)上的荷载，kN/m²；

W_t——作用在井壁 t 段上的水压力(kPa)，

$$W_t=\frac{w'+w''}{2}t$$

其中，w' 为作用在 A 截面处的水压力强度(kPa)，$w'=\lambda h'\gamma_w$；

w'' 为作用在刃脚部 B 截面处的水压力强度(kPa)，$w''=\lambda h''\gamma_w$；

t 为井壁厚度(m)；

h'、h'' 为验算截面 A 和 B 距水面的距离(m)；

γ_w 为水的重度(可取 $\gamma_w=10\text{kN/m}^3$)；

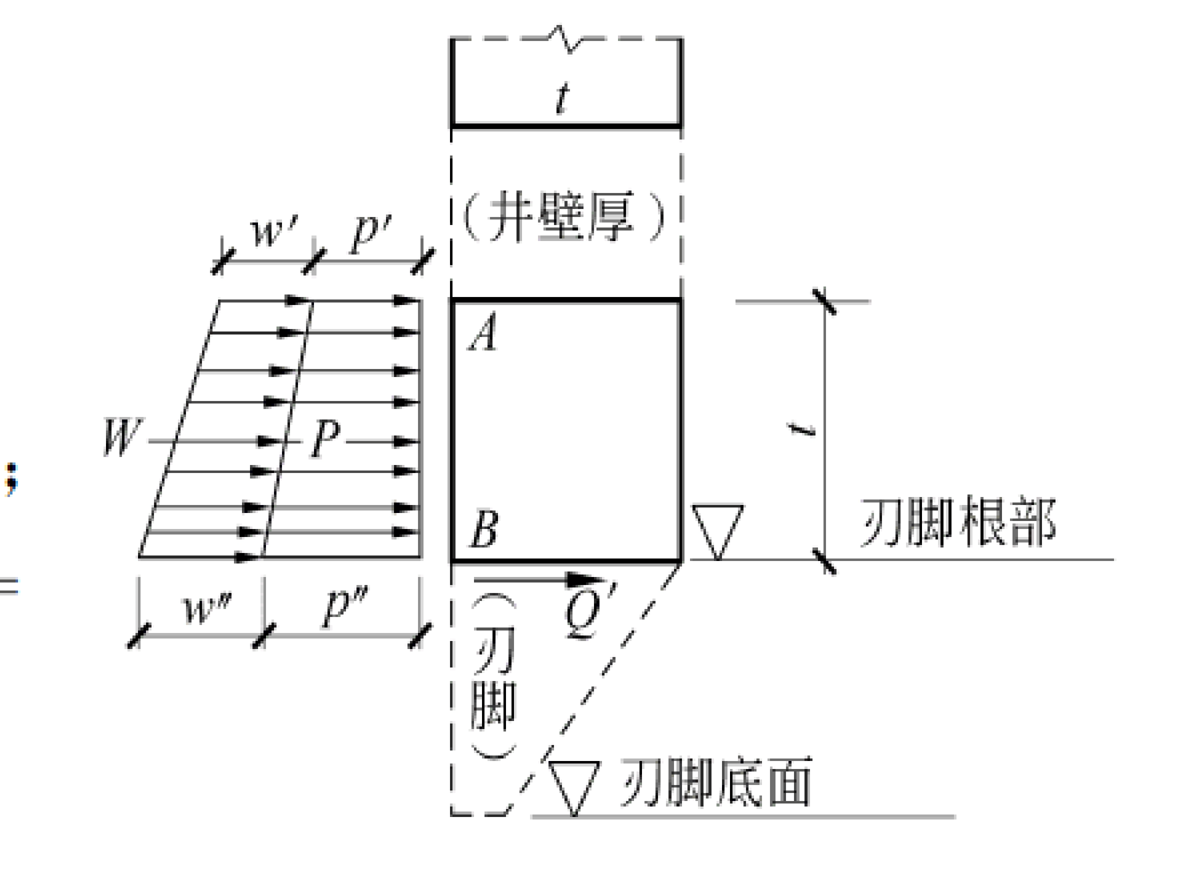


图 8-9 刃脚底部以上等井壁厚一段井壁的荷载分布

λ 为折减系数，如排水开挖下沉，则作用在井内壁的水压力为零，作用在井外壁的水压力按土的性质来确定，砂性土取 $\lambda=1.0$，黏性土取 $\lambda=0.7$，如不排水开挖下沉，则井外壁水压力取 $\lambda=1.0$，而

井内壁水压力根据施工期间的水位差按最不利情况进行计算，一般可取 $\lambda=0.5$；

P 为作用在井壁 t 段上的土压力(kN/m)，

$$P=\frac{p'+p''}{2}t$$

其中，p'为作用在 A 截面处的土压力强度(kPa)；p''为作用在刃脚根部 B 截面处的土压力强度(kPa)；

Q'为由刃脚传来的剪力，其值等于求算刃脚竖直外力时分配于悬臂梁上的水平力，kN/m。

W 的作用点距刃脚根部为$\frac{w'+2w''}{w'+w''}\cdot\frac{t}{3}$，$P$ 的作用点距刃脚根部为$\frac{p'+2p''}{p'+p''}\cdot\frac{t}{3}$。

根据以上计算出来的 q 值，即可按框架分析求刃脚根部以上 t 高度范围内的最大弯矩 M、轴向压力 N 和剪力 Q，并设计该段井壁中的水平钢筋。

(2) 其余各段井壁的计算，可按井壁断面的变化，将井壁分成数段，取每一段中控制设计的井壁(位于每一段最下端的单位高度)进行计算。作用在框架上的荷载 $q=W+P$，然后用同样的计算方法，求得水平框架的最大弯矩 M、轴向压力 N、剪力 Q，并据此设计水平钢筋，将水平钢筋布置于全段上。

采用泥浆润滑套下沉的沉井，应将沉井外侧泥浆压力 γH 按 100%计算，因为泥浆压力一定要大于水压力及土压力的总和，才能保证泥浆套不被破坏。

采用空气幕下沉的沉井，由于压气时气压对井壁的作用不明显，可以略去不计，故其井壁压力与普通沉井的计算相同。

8.3.4 沉井刃脚验算

在计算沉井刃脚竖直方向的挠曲强度时，将刃脚作为悬臂梁计算，可求得刃脚内外侧竖向钢筋数量。此时刃脚根部可以认为与井壁嵌固，刃脚高度作为悬臂长度，并可根据以下两种不利情况分别计算。

1) 在沉井下沉途中，刃脚内侧已切入土中深约 1m，当沉井顶部露出水面较高时，刃脚因受井孔内土体的横向压力而在刃脚根部水平断面上产生最大的向外弯矩，这是设计刃脚内侧竖向钢筋的主要依据(见图 8-10)。

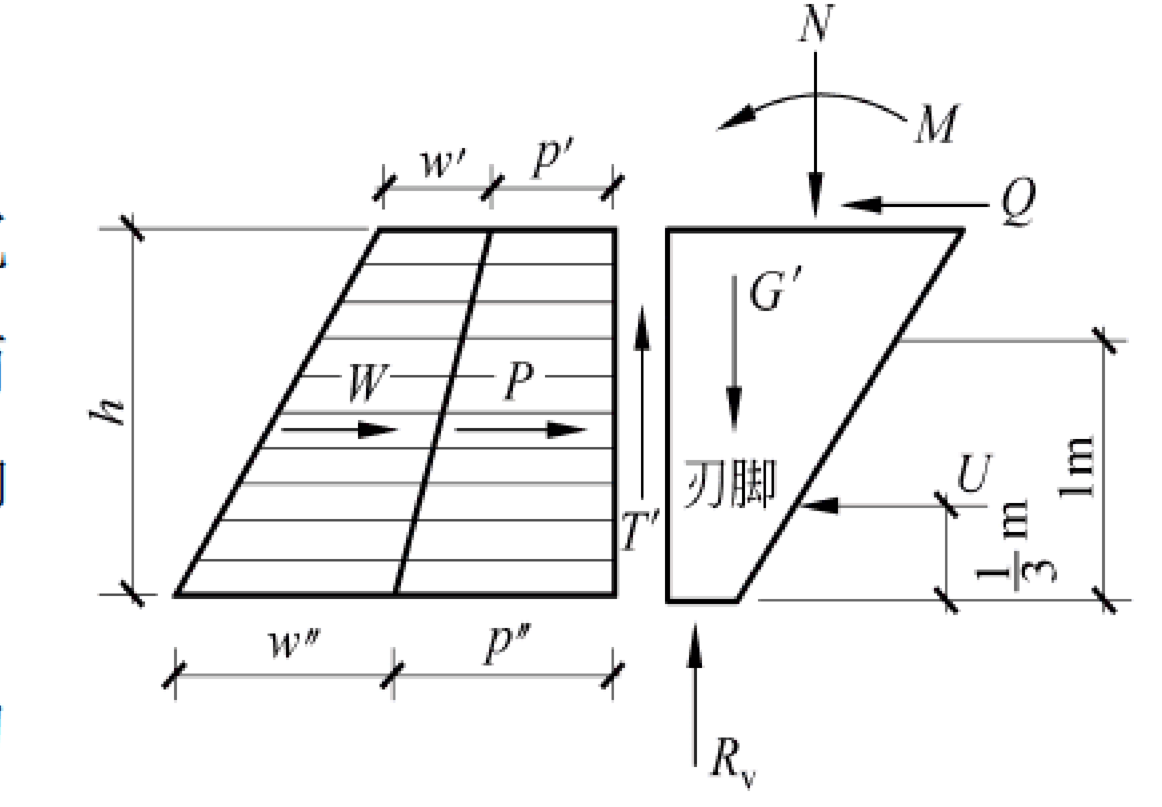


图 8-10　在刃脚上的外力

(1) 沿井壁的水平方向取一个单位宽度，计算作用在刃脚外壁上的土压力 P 和水压力 W。

(2) 作用在刃脚外壁单位宽度上的摩擦阻力 T'(kN/m)按以下两式计算，取较小值

$$T'=\nu P=P\tan\varphi\approx 0.5P \tag{8-4}$$

$$T'=F_iA \tag{8-5}$$

式中：ν——土与刃脚外壁之间的摩擦系数，$\nu\tan\varphi$；

φ——土体与刃脚外壁的外摩擦角，一般土在水中的外摩擦角可采用 26.5°，tan26.5°≈0.5；

F_i——土与刃脚外壁之间的单位摩擦阻力(kPa)，按表 8-1 选用；

A——刃脚外壁与土接触的单位宽度上的面积(m^2),$A=1\times h=h$(h 为刃脚高度);

P——作用在刃脚外壁上的单位宽度的土压力,kN/m。

(3) 刃脚底面单位宽度上土的垂直反力 R_v(见图 8-11)可按下式计算

$$R_v = G_s - F_T \tag{8-6}$$

式中:G_s——沿沉井外壁单位周长(单位宽度)上的沉井自重,其值等于该高度沉井的总重除以沉井的周长;在不排水挖土下沉时,应在沉井总重中扣除淹没在水中部分的浮力,kN/m;

F_T——沿井壁周边单位宽度上土对外沉井外井壁的摩擦阻力,kN/m。

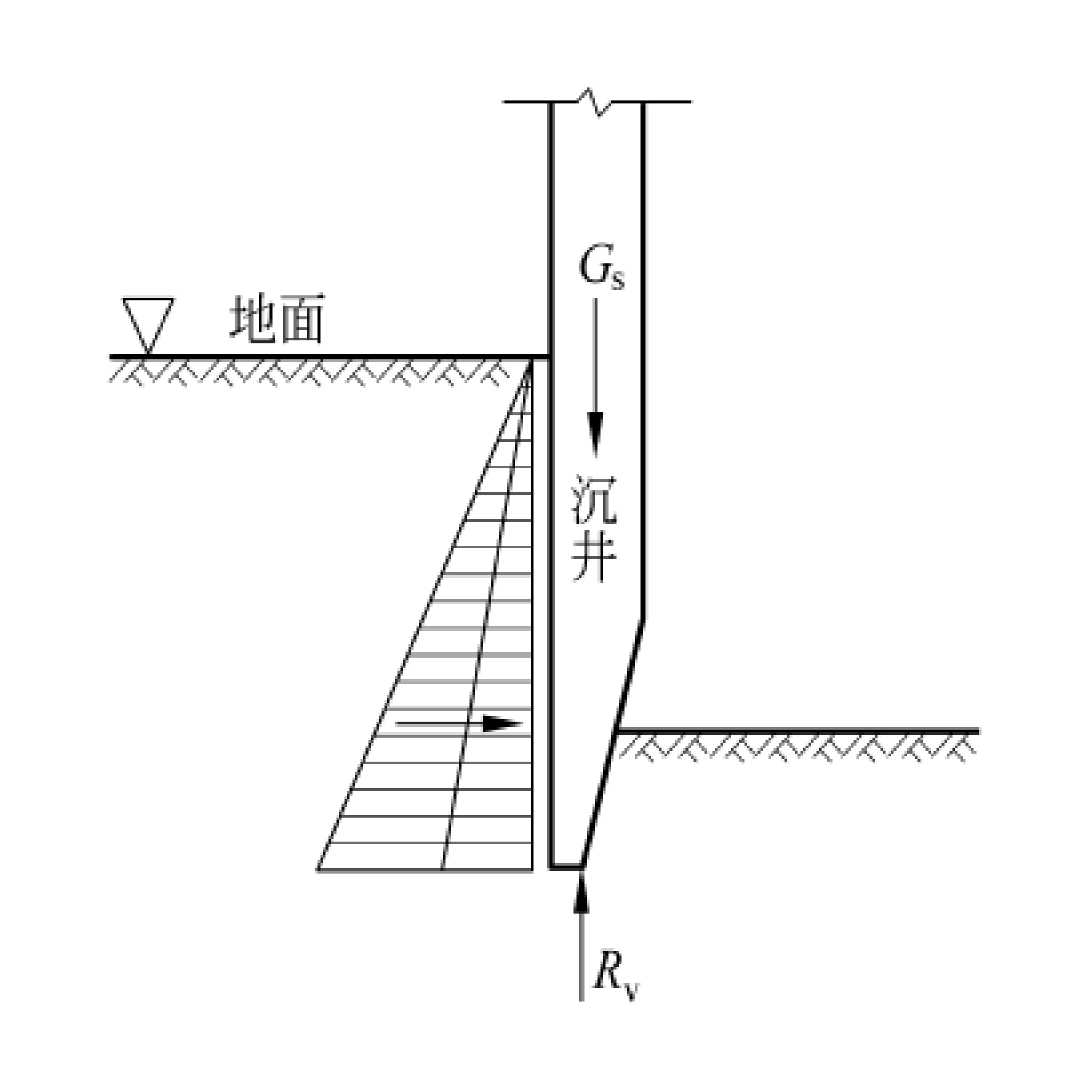


图 8-11　井壁摩擦阻力 T 及刃脚下土的反力 R_v

图 8-12　刃脚下 R_v 的作用点计算

R_v 的作用点可见图 8-12,假定作用在刃脚斜面上的土体反力的方向与斜面上的法线成 β_1 角,β_1 为土体与刃脚斜面之间的外摩擦角(一般取 $\beta_1=30°$)。作用在刃脚斜面上的土体反力可分解成水平力 U 与垂直力 V_2,刃脚底面上的垂直反力为 V_1,则

$$R_v = V_1 + V_2 \tag{8-7}$$

$$\frac{V_1}{V_2} = \frac{\sigma a}{\sigma \cdot \frac{1}{2} b} = \frac{2a}{b} \tag{8-8}$$

其中,$b=\frac{t-a}{h}$。

解以上联立方程式即可求得 V_1 和 V_2。假定 V_2 为三角形分布,则 V_1 和 V_2 的作用点距刃脚外壁的距离分别为$\frac{a}{2}$和 $a+\frac{b}{3}=a+\frac{t-a}{3h}$。这样即可求得 V_1 和 V_2 的合力 R_v 的作用点。

(4) 作用在刃脚斜面上的水平反力 U 可按下式计算

$$U = V_2 \tan(\alpha_h - \beta_1) \tag{8-9}$$

式中:α_h——刃脚斜面与水平面所成的夹角,(°);

β_1——土体与刃脚斜面之间的外摩擦角,一般取 30°。

假定 U 为三角形分布,则 U 的作用点在距刃脚底面 1/3 高度处。

(5) 刃脚单位宽度的自重 G' 按下式计算

$$G' = \gamma_c h_c \frac{t+a}{2} \tag{8-10}$$

式中：γ_c——混凝土重度，kN/m^3，若不排水下沉，则应扣除水的浮力；

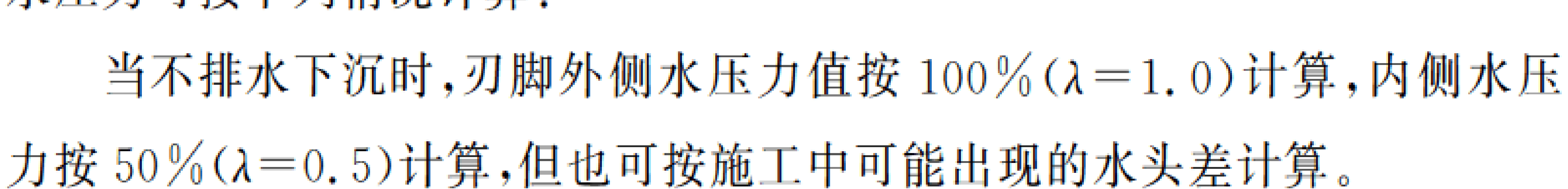
h_c——刃脚高度，m。

(6) 求得作用在刃脚上的所有外力的大小、方向和作用点之后，即可求算刃脚根部处截面上单位周长(单位宽度)内的轴向压力 N、水平剪力 Q 及对截面重心轴的弯矩 M，并据此计算在刃脚内侧需布设的竖向钢筋数量。此项钢筋应伸至刃脚根部以上 $0.5L_1$（L_1 为沉井外壁的最大计算跨径）。

2) 当沉井已沉到设计标高，刃脚下的土已被掏空，出现刃脚在外力作用下向内挠曲的不利情况，如图 8-13 所示。可按此情况确定刃脚外侧竖向配筋。

作用在刃脚上的外力，可沿沉井周边取一单位宽度来计算，计算步骤和上述 1)的情况相似。

(1) 计算刃脚外侧的土压力和水压力。土压力与上述 1)的情况相同。水压力可按下列情况计算：



当不排水下沉时，刃脚外侧水压力值按 100%($\lambda=1.0$)计算，内侧水压力按 50%($\lambda=0.5$)计算，但也可按施工中可能出现的水头差计算。

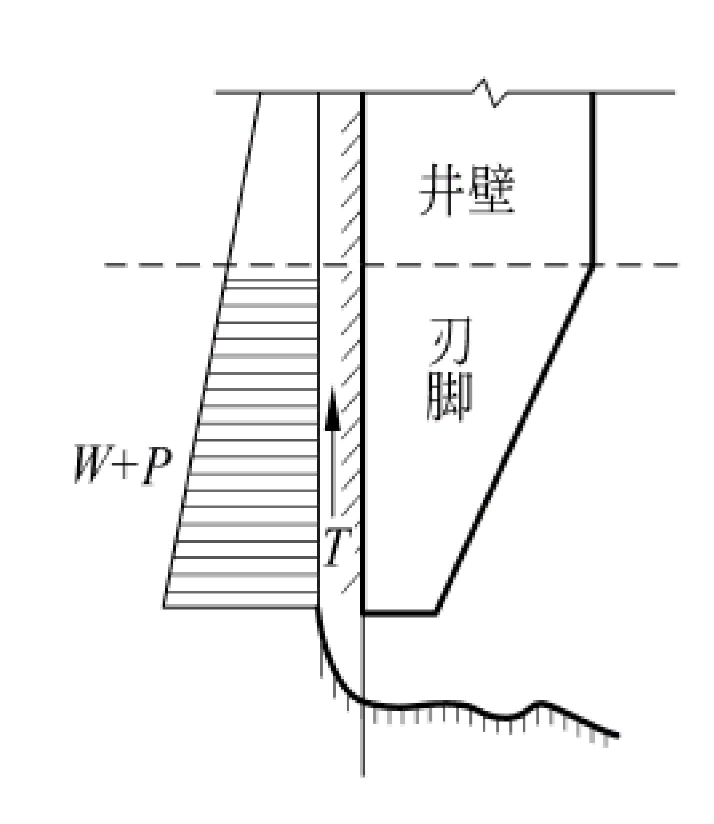


图 8-13　刃脚向内挠曲

当排水下沉时，在不透水的土层中，可按静水压力的 70%($\gamma=0.7$)计算；在透水的土层中，可按静水压力的 100%($\gamma=1.0$)计算。

(2) 由于刃脚下的土已被掏空，故刃脚下的垂直反力 R_v 和刃脚斜面水平反力 U 均等于零。

(3) 作用在刃脚外侧的摩擦阻力 T' 与 D 中计算方法相同。

(4) 刃脚单位宽度的自重 G' 与 D 中的计算方法相同。

(5) 根据以上计算的所有外力，可以算出刃脚根部处截面上单位周长(单位宽度)内的轴向压力 N、水平剪力 Q 及对截面重心轴的弯矩 M，并可根据计算在刃脚外侧需布设的竖向钢筋数量。此项钢筋应伸至刃脚根部以上 $0.5L_1$。

8.3.5　沉井封底计算

沉井下沉至设计标高时，应进行基底检验和沉降观测，满足设计要求后，即可进行封底。封底混凝土的反力分布很复杂，为计算简便，一般简单地将其当做支承于刃脚斜面及内隔墙上的周边支承板考虑，至于各边的支承情况(简支或嵌固)和计算强度在设计中应视具体情况而定。

1) 沉井封底混凝土计算

(1) 在施工抽水时，封底混凝土应承受基底水和土的向上反力，此时因混凝土的龄期不足，应降低容许应力。

(2) 沉井井孔用混凝土填实时，封底混凝土应承受基础设计的最大基底反力，并计入井孔内填充物的重力。

(3) 封底混凝土的厚度，一般建议不宜小于 1.5 D（D 为井孔直径或短边边长）。

2）干封底及有关计算

（1）如果沉井刃脚停留在不透水黏土层中（见图 8-14（a）），则可采用干封底方法施工。但必须注意，若不透水黏土层的厚度不足，可能会被底层含水砂层中的地下水压力顶破。因此，必须满足下列计算条件才能采用干封底法。

$$A_{bo}\gamma' h_n + cUh_n > A_{bo}\gamma_w H_w \tag{8-11}$$

式中：A_{bo}——沉井底部面积，m^2；

γ'——土的有效重度，即浮重度，kN/m^3；

h_n——刃脚下不透水黏土层厚度，m；

c——黏土的黏聚力，kPa；

U——沉井刃脚底面内壁周长，m；

γ_w——水的重度，kN/m^3；

H_w——透水砂层的水头高度，m。

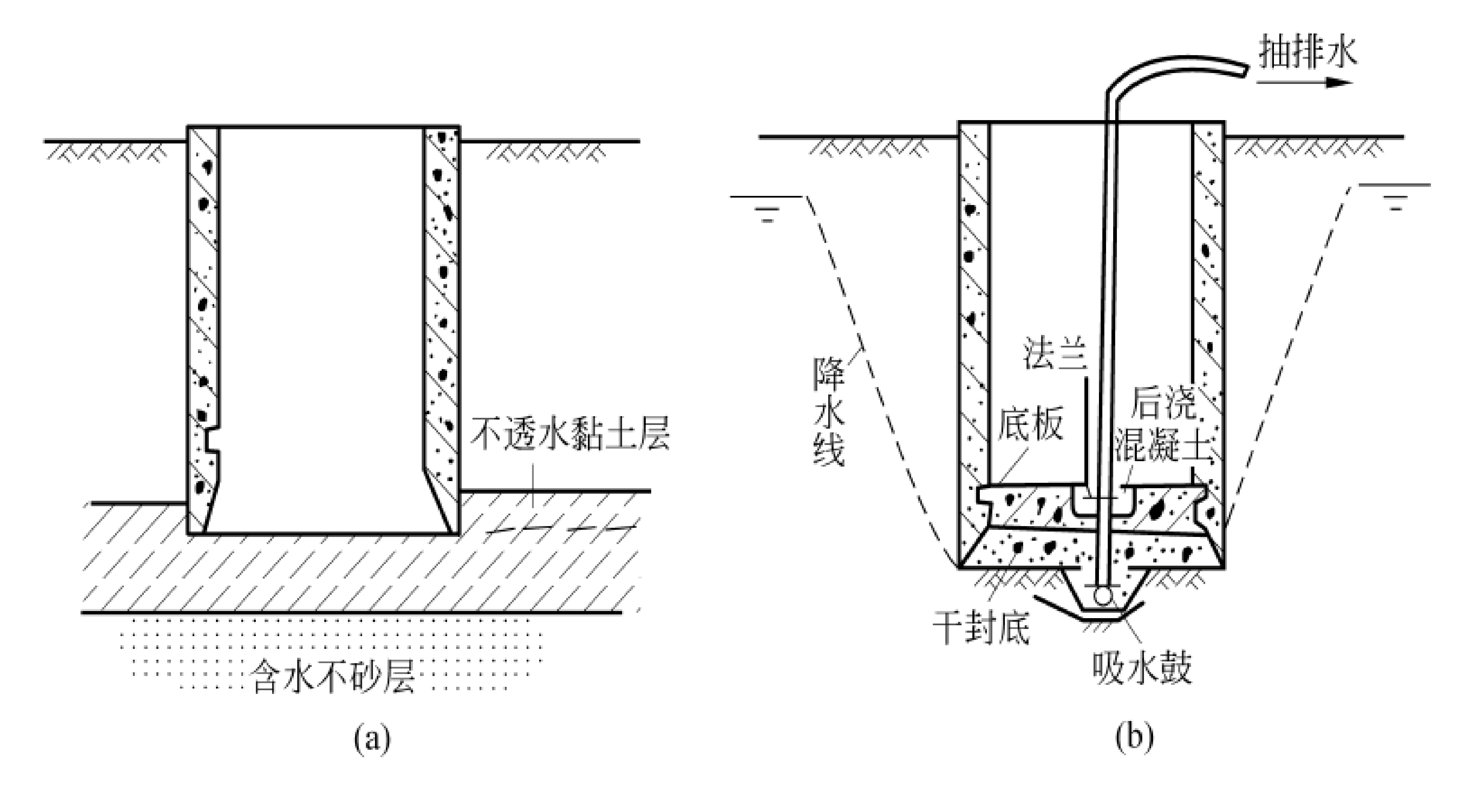


图 8-14 沉井可干封底的情况

（2）在沉井内设吸水鼓并有良好滤层的情况下进行降水，一直降到钢筋混凝土底板能够承担地下水位回升后的水土压力，方可拆除并封闭降水管（图 8-14（b）），在这种情况下，亦可采用干封底。

3）水下封底混凝土的厚度计算

在沉井内渗水量上升速度大于 6mm/min 或出现流砂的情况下，宜采用水下混凝土封底，其封底的厚度，除应满足沉井抗浮要求外，还应考虑沉井封底后井内抽水时，井外水土压力不致将该封底混凝土顶破。水下封底混凝土按素混凝土的强度进行计算。封底要求是：

（1）按施工过程中最不利的情况计算水下混凝土厚度。即在沉井封底后，将井内水排干，在钢筋混凝土底板尚未施工前，封底混凝土将可能受到最大水压力作用，按其向上作用的荷载（即地下水压力减去封底混凝土重量）作计算值；在沉井内设吸水鼓降水的情况下干封底，在钢筋混凝土底板未施工前，便停止降水，使地下水位回升，其计算也同上述情况。

（2）由于水下封底混凝土不便直观检查，且当井内渗水量的上升速度较大时，其浇筑质量不易保证，所以最好不出现拉应力。因为底面的地基反力是通过封底混凝土沿与竖向成 45°的分配线传至井壁

和内隔墙上去的。若两条45°的分配线在封底混凝土内或板底面上相交，如图8-15(a)所示，封底混凝土内应不会出现拉应力；若两条45°分配线在封底混凝土板底面以上不相交，如图8-15(b)所示，则应按简支支承的双向板、单向板或圆板计算。而板的计算跨度L，即为图8-15(b)中所示A、B两点间的距离。

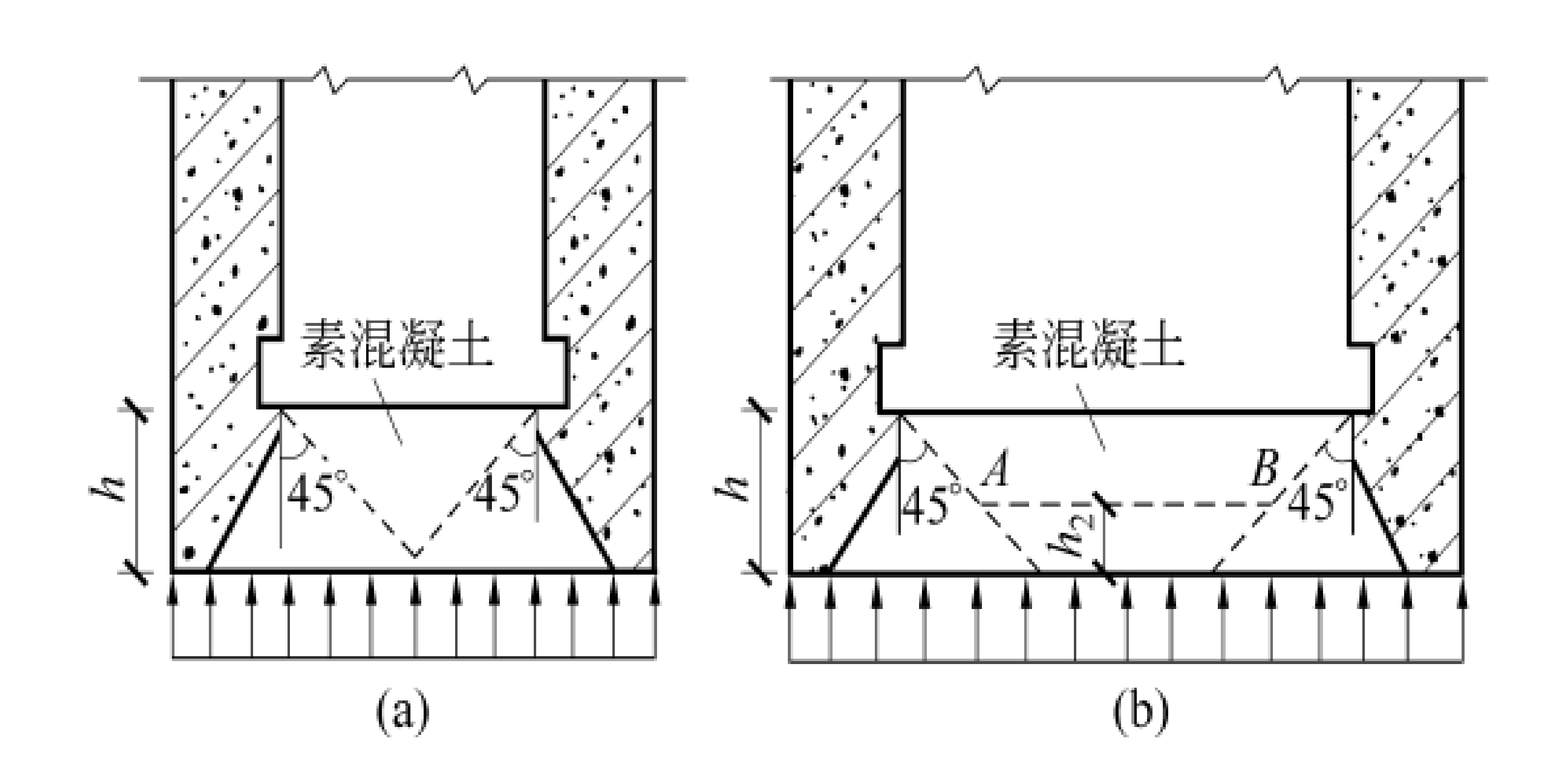


图8-15　水下封底混凝土

(a) 底板不出现拉应力；(b) 按简支板计算

当沉井的刃脚较短时，则应尽量将中央锅底挖深些(如图8-16所示)，这样可形成倒拱。水下混凝土封底一般均按简支板计算，当井内有隔墙或底梁时，可分格计算。

① 周边简支支承的圆板在承受均匀荷载时，可按式(8-12)计算板中心的最大弯矩值

$$M_{\max} = \frac{p_w r^2}{16}(3+\mu_c) \approx 0.2 p_w r^2 \tag{8-12}$$

式中：p_w——静水压力形成的每米板宽计算荷载，kN/m；

r——圆板的计算半径，m；

μ_c——混凝土的泊松比，一般取1/6～1/5。

② 周边简支支承的双向板在承受均布荷载时(见图8-17)，可按式(8-13)、式(8-14)计算跨中弯矩M_x和M_y

$$M_x = a_x q_w L^2 \tag{8-13}$$

$$M_y = a_y q_w L^2 \tag{8-14}$$

式中：a_x、a_y——分别为M_x和M_y的弯矩系数，按表8-3采用；

q_w——静水压力形成的每米板宽计算荷载，kN/m；

L——矩形板计算跨度中较小者，m。

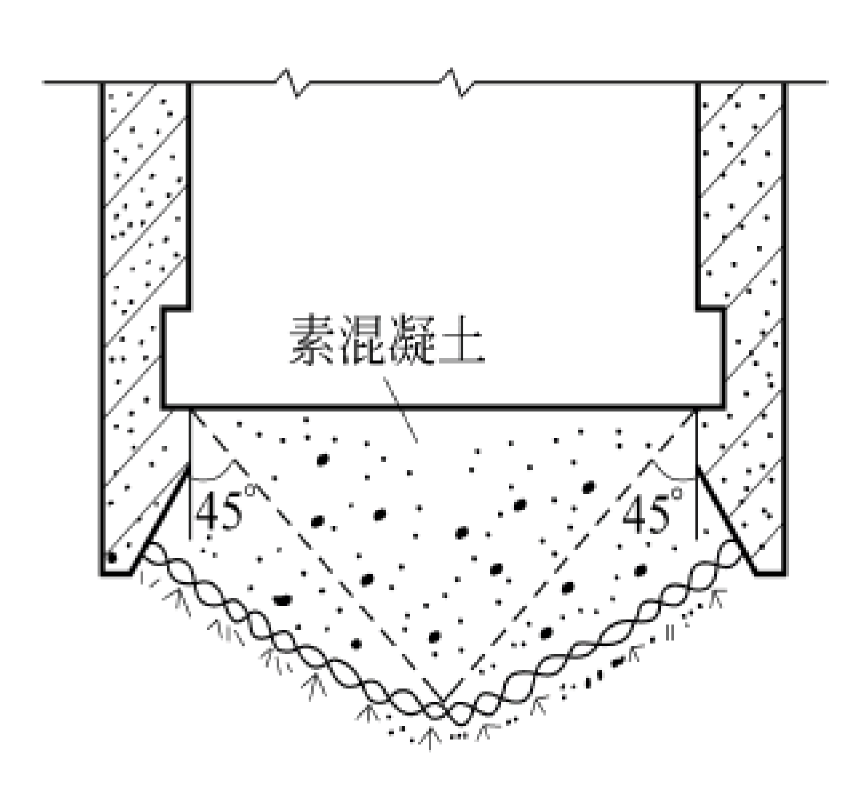


图8-16　沉井锅底倒拱图

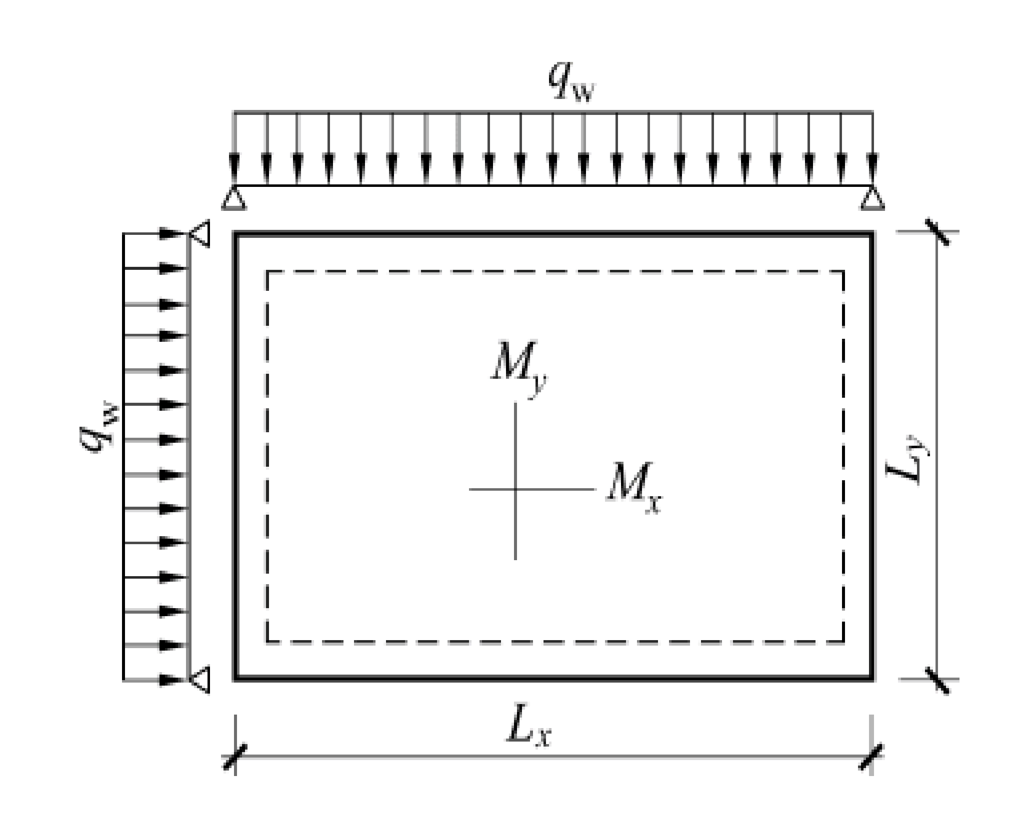


图8-17　简支支承双向板计算简图

表 8-3 简支支承双向板弯矩系数表

L_x/L_y	a_x	a_y	L_x/L_y	a_x	a_y
0.50	0.096 5	0.017 4	0.80	0.056 1	0.033 4
0.55	0.089 0	0.021 0	0.85	0.050 6	0.034 8
0.60	0.082 0	0.024 2	0.90	0.045 6	0.035 8
0.65	0.075 0	0.027 1	0.95	0.041 0	0.036 4
0.70	0.068 3	0.029 6	1.00	0.036 8	0.036 8
0.75	0.062 0	0.031 7			

③ 求出弯矩值后，封底混凝土的厚度可按式(8-15)计算

$$h_t = \sqrt{\frac{3.5KM_m}{b_c f_t}} + h_u \tag{8-15}$$

式中：h_t——封底混凝土的厚度，m；

M_m——封底混凝土在最大均布反力作用下的最大计算弯矩，kN·m；

K——设计安全系数，可采用 1.75；

f_t——混凝土抗拉强度设计值，kPa；

b_c——计算宽度，可取 1m；

h_u——考虑封底混凝土因与井底泥土的掺混面需要增加的厚度，宜取 0.3～0.5m，若基底采取铺块石或碎石灌浆抹平处理后再封底，可不考虑此增加值。

④ 封底混凝土的剪应力计算，如图 8-18 所示，封底混凝土在基底向上反力的作用下，在沉井内侧面迎面上产生最大的剪应力，若该剪应力超过混凝土的容许纯剪应力时(一般不考虑封底混凝土与井壁间的黏结力)，则应加大封底混凝土的抗剪面积。如在井壁和内隔墙内设置凹槽等。

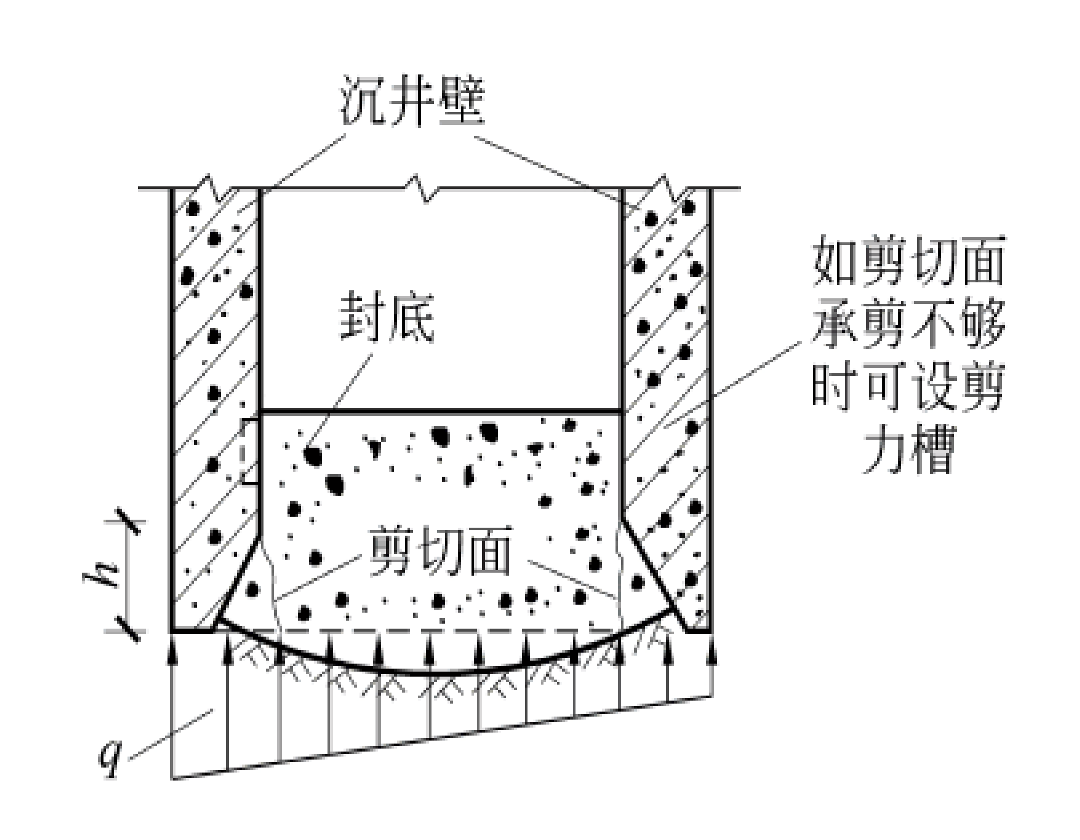


图 8-18 封底混凝土的抗剪计算简图

8.3.6 沉井底板计算

1. 沉井底板荷载计算

沉井底板下的均匀反力为沉井结构的最大自重除以沉井的外围底面积。在计算沉井底板下的均布反力时，一般不考虑井壁侧面摩擦阻力。

由于封底混凝土产生裂缝，造成漏(渗)水，通常水压力全部由钢筋混凝土底板承受。计算水头高度应从沉井外最高地下水位面算到钢筋混凝土底板下面，同时应扣除底板的自重。

沉井钢筋混凝土底板下的均布计算反力应取上述土反力和水压力中数值较大者进行结构的内力计算。

2. 沉井底板内力计算

沉井钢筋混凝土底板的内力可按单跨或多跨板计算。沉井底板的边界支承条件，应根据沉井井壁

与底梁的预留凹槽和水平插筋的具体情况决定。在底板周边具有牢固连接的情况下，可视为嵌固支承；否则可视为简支。对于矩阵及圆形沉井，底板的内力可按有关的《建筑结构静力计算手册》进行计算。

8.3.7　沉井抗浮稳定验算

沉井的抗浮稳定应按各个时期实际可能出现的最高地下水位进行验算。在沉井下沉至设计标高，浇筑封底混凝土或底板后，以及沉井使用期间，均应进行抗浮稳定验算。一般的沉井依靠自重获得抗浮稳定。在不计井壁摩擦阻力的情况下，抗浮稳定验算公式为

$$K_f = \frac{G_s}{F_2} \geqslant 1.05 \tag{8-16}$$

式中：K_f——抗浮安全系数；

G_s——相应阶段沉井的总重，kN；

F_2——按施工阶段的最高水位计算的浮力，kN。

复习思考题

(1) 简述沉井基础的特点及施工步骤。

(2) 沉井由哪些部分组成，各起什么作用？

(3) 简述沉井结构设计计算的内容。

第 9 章

沉管结构设计计算

9.1 沉管结构概述

水底隧道的施工方法主要有围堤明挖法、矿山法、气压沉箱法、盾构法以及沉管法。其中沉管法是 20 世纪 50 年代后应用最为普遍的施工方法，目前世界各国的水底道路隧道建设中，几乎都采用经济合理的沉管方法。

世界上第一条沉管铁路隧道建于 1910 年，穿越美国密歇根州和加拿大安大略省之间的底特律(Detroit)河，如今共有 100 多座沉管隧道(含在建)。由于 20 世纪 50 年代解决了两项关键技术——水力压接法和基础处理，沉管法已经成为水底隧道最主要的施工方法，尤其在荷兰，除了一座公路隧道和一座铁路隧道外，已建的隧道均采用了沉管法。

我国现有 6 条沉管法隧道，其中有上海金山供水隧道，另外 5 条分别在宁波(宁波甬江水底隧道)、广州(广州珠江水底隧道)、香港(香港西区沉管隧道和香港东区沉管隧道)和台湾。上海外环越江隧道全长 2 880m，为双向 8 车道，是亚洲最大的水底公路隧道，其中沉管段长 736m，而一节沉管的管段横断面外部尺寸为 9.55m×43m，长为 108m。

武汉拟采用沉管法修建长江隧道(含地铁)，全长 3 609m，其中沉管段全长 1 380m。

沉管法亦称作预制管段沉放法，先在隧址以外的预制场制作隧道管段(多数在 100m 左右，最长可达 300m)，两端用临时封墙密封，制成以后用拖轮拖运到隧址指定位置上。预先在设计位置处，挖好水底沟槽。待管段定位就绪后，往管段中注水加载，使之下沉，然后将沉设完毕的管段在水下连接起来，覆土回填完成隧道，此之谓“沉管隧道”。

沉管隧道的施工质量容易保证。另外，随着接缝工艺的改进，已使接缝能够做到“滴水不漏”，建筑单价和工程总价均较低。

沉管隧道有圆形和矩形两类，其设计、施工及所用材料有所不同。

(1) 圆形沉管隧道：这类沉管内边均为圆形、外边则为圆形、八角形或花篮形(图 9-1)，多半用钢壳作为防水层。由于圆形断面受力性能好，所以水深较大时节省材料，水底基础也容易处理；但圆形断面的空间是从盾构隧道演化而来，只能安置两个车道，故净空利用率较低，而且钢壳制作时防水质量、长期的耐久性处理均不能令人满意，所以现在使用较少。

(2) 矩形沉管隧道：荷兰的玛斯隧道(1942 年)首次使用矩形沉管(图 9-2)。断面内可以同时容纳 2～8 个车道，矩形断面的空间利用率较高，又不需钢壳，节省钢材，因而目前现大多采用矩形断面沉管。

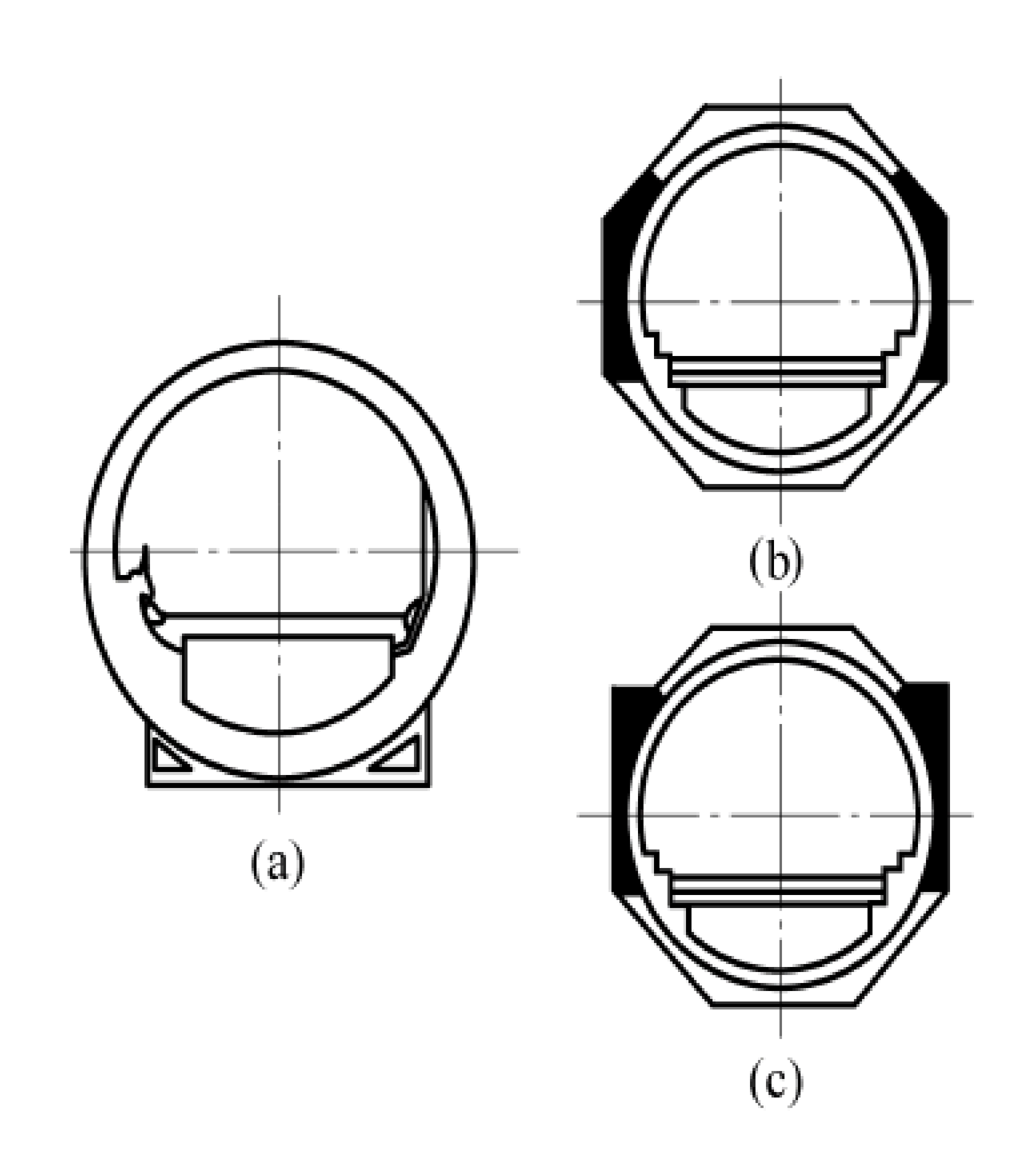


图 9-1　圆形沉管

(a) 圆形；(b) 八角形；(c) 花篮形



图 9-2　矩形沉管

(a) 六车道的矩形沉管；(b) 八车道的矩形沉管

沉管结构施工的一般步骤如图 9-3 所示。

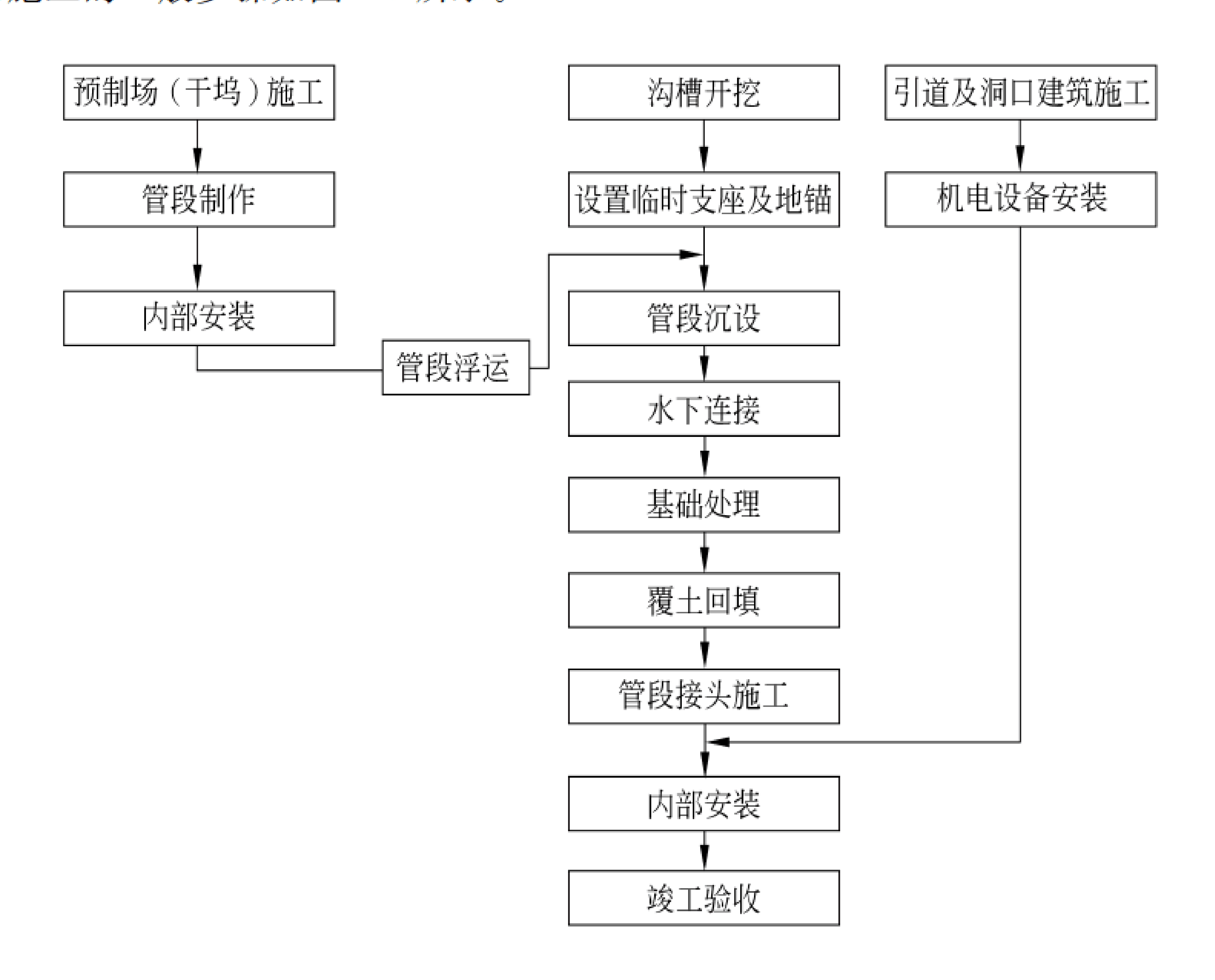


图 9-3　沉管结构施工步骤图

9.2 沉管结构设计

沉管式水底隧道的设计包括几何设计、通风设计、照明设计、结构设计、内装设计、给排水设计、供电设计、运营安全设计等。

沉管隧道的设计方法一般分为容许应力法和极限状态法两种。

近年来，沉管隧道的设计趋向于采用极限状态法进行设计分析。极限状态可分为承载能力极限状态和正常使用极限状态两种。承载能力极限状态为结构或结构构件达到最大承载力、出现疲劳破坏或不适于继续承载的变形；而正常使用极限状态则为结构或结构构件达到正常使用或耐久性能的某项规定值。沉管隧道当采用极限状态法设计时，应根据结构或结构构件的性能要求进行设计和性能验算。结构和构件的要求性能可采用数值分析、现场结构试验和模型试验等方法来确定。

对于承载能力极限状态，结构构件采用下列极限状态设计表达式

$$\gamma_0 S \leqslant R \tag{9-1}$$

式中：γ_0——结构重要性能系数；

S——承载能力极限状态荷载效应的设计值，kPa；

R——结构构件的承载能力设计值，kPa。

对于正常使用极限状态，结构构件采用下列极限状态设计表达式

$$S \leqslant C \tag{9-2}$$

式中：S——正常使用极限状态的荷载效应组合值；

C——结构构件达到正常使用要求所规定的变形，裂缝宽度和应力等限值。

9.2.1 沉管结构所受荷载

作用在沉管结构上的荷载有结构自重、水压力、土压力、浮力、施工荷载、波浪压力、水流压力、沉降摩擦力、车辆活荷载、沉船荷载以及地基反力、温度应力、不均匀沉降和地震等所产生的附加应力。

上述荷载中，作用在沉管上的水压力是主要荷载。尤其是覆土高度较小时，水压力常是最大荷载。水压力又并非定值，常受高低潮位的影响，还要考虑台风时和特大洪峰时的水位压力。

作用在沉管上的垂直向土压力，一般为河床底到沉管顶面间的土体重量。在河床不稳定地区，还要考虑到水位变迁的影响。作用在沉管侧面上的水平土压力，并非常量，在隧道建成初期，土的侧压力较大，以后随着土的固结发展而减小。设计时按照不利组合分别取用。

施工荷载是压载、端封墙、定位塔等施工设施的重量。在计算浮运阶段的纵向弯矩时这些荷载是主要荷载，通过调整压载水箱的位置可以改变弯矩的分布。

波浪压力和水流压力对结构设计影响很小，但对于水流压力必须进行水工模型试验予以确定，据此设计沉设工艺及设备。

沉降摩擦力则是由于回填后，沉管沉降和沉管侧沉降并不同步，管侧大于沉管，因此在沉管侧壁外承受向下摩擦力(图 9-4)。为了降低摩擦系数，常在侧壁外喷涂软沥青以减少摩擦。

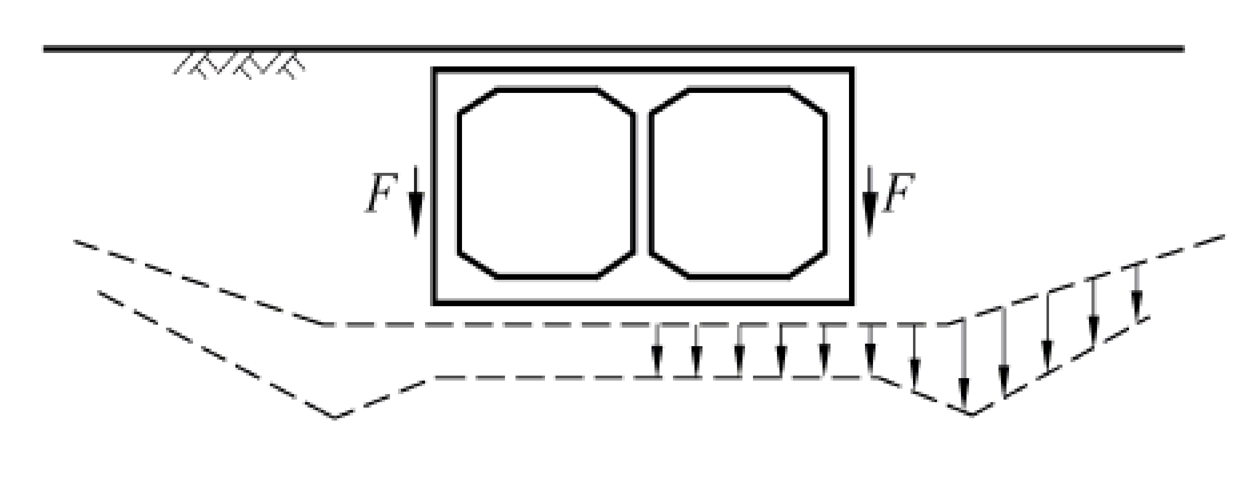


图 9-4　沉降摩擦力

在水底隧道中，车辆交通荷载则往往可以忽略。沉船荷载由于产生的几率太小，对此项荷载是否计算，计算采用荷载值的大小仍在探讨之中。

地基反力的分布规律，有各种不同的假定：

(1) 直线分布；

(2) 反力强度和各点沉降量成正比，即文克尔(Winkler)假定，又可以分为单一系数和多种地基系数两种；

(3) 假定地基为半无限弹性体，按弹性理论计算反力。

沉管内外壁之间存在温差，外壁基本上与周围土体一致，可以视作恒温，而内壁的温度与外界一致，四季变化。一般冬季外高内低，夏天外低内高，温差将产生温度应力。由于内外壁之间的温度递变需要一个过程，一般设计需要考虑持续 5～7 天的最高温度和最低温度的温差。

9.2.2　浮力设计

沉管结构设计中必须考虑浮力设计，内容包括干舷的选定和抗浮安全系数的验算。浮力设计后，可以确定沉管结构的高度与轮廓尺寸。

1. 干舷

管段在浮运时，为了保持稳定，必须使管顶面露出水面，其露出高度称为干舷。具有一定干舷的管段，遇风浪后产生反向力矩，保持平衡(图 9-5)。

一般矩形断面管段，干舷为 10～15cm，而圆形和八角形断面的管段则多为 40～50cm。干舷的高度应适中，过小其稳定性差，过大则沉设困难。

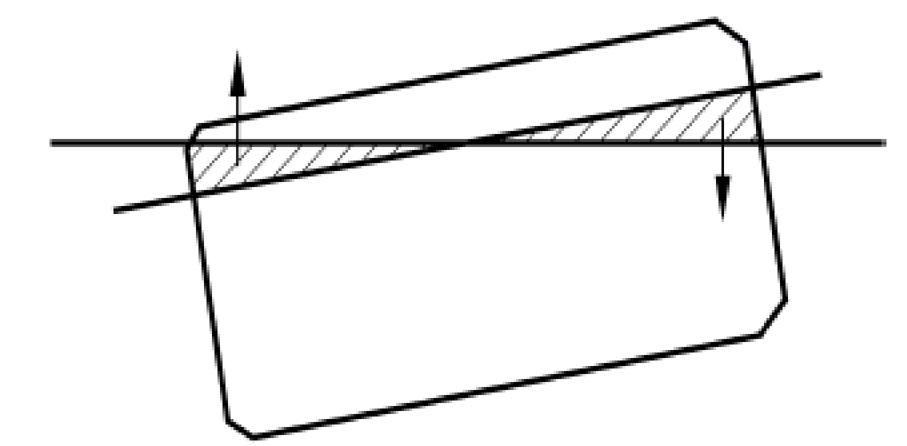


图 9-5　管段干舷与反倾覆力矩

有些情况下，由于沉管的结构厚度较大，无法自浮，可以设置浮筒、钢或木围堰助浮。另外，管段制作时，混凝土容重和模壳尺寸常有一定幅度的变动，而河水比重也有一定的变化幅度，浮力设计时，按照最大混凝土重度、最大混凝土体积和最小河水的比重来计算干舷。

2. 抗浮安全系数

在管段沉设施工阶段，应采用 1.05～1.1 的抗浮安全系数。管段沉设完毕后，回填土时，周围河水与砂、土相混，其比重大于原来河水比重，浮力亦相应增加。因此施工阶段的抗浮安全系数务必大于 1.05，防止“复浮”。

在覆土完毕以后的使用阶段,抗浮安全系数应采用1.2～1.5,计算时可以考虑两侧填土所产生的负摩擦阻力。

设计时需要按照最小混凝土重度、最小混凝土体积和最大河水的比重来计算抗浮安全系数。

3. 沉管结构的外廓尺寸

在沉管式水底隧道中,总体几何设计只能确定隧道的内净宽度以及车道净空高度。沉管结构的外廓尺寸必须通过浮力设计才能确定。在浮力设计中,既要保持一定的干舷,又要保证一定的抗浮安全系数。所以沉管结构的外廓高度往往超过车道净空高度与顶底板厚度之和。

9.2.3 结构分析与配筋

1. 断面结构分析

沉管的断面结构形式绝大多数是多孔箱形刚构。这种多孔箱形刚构与其他高次超静定结构一样,其结构内力分析须经过"假定截面尺寸——分析内力——修正尺度——复算内力"的几次循环,工作量较大。为了避免采用剪力钢筋,改善结构性能,减少裂缝出现,在水底隧道的沉管结构中,常采用变截面或折拱形结构(见图9-6)。即使在同一管段(100m左右)内,因隧道纵坡和河底标高的变化,各处断面所受水压力、土压力不同,特别是在接近岸边时荷载变化尤其急剧,不能只以一个断面的结构分析结果和河中段全长的横断面配筋计算来代表整节管段,所以目前一般采用电子计算机分析。

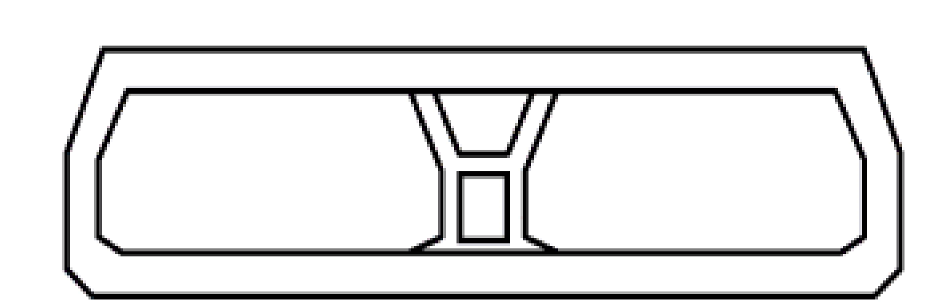


图9-6 沉管折拱形结构

2. 纵向结构分析

施工阶段的沉管纵向受力分析主要是计算浮运、沉设时,施工荷载、波浪压力所引起的内力。

使用阶段的沉管纵向受力分析,一般按照弹性地基梁理论进行计算。

3. 配筋

沉管结构的混凝土强度等级,宜采用C30～C40。

由于沉管结构对贯通裂缝非常敏感,非贯通裂缝宜控制在0.15～0.20mm以下,因此采用钢筋等级不宜过高,不宜采用HRB 400及以上的钢筋。

4. 预应力的作用

一般情况下,沉管隧道采用普通混凝土结构而不用预应力混凝土结构。因沉管的结构厚度并非由强度决定,而是由抗浮安全系数决定。由抗浮安全系数决定的厚度对于强度而言常常有余而非不足。施加预应力结构虽有提高抗渗性的长处,但若只为防水而采用预应力混凝土结构并不经济。

当隧道跨度较大,达三车道以上或者水压力、土压力又较大时,沉管结构的顶板、底板受到的剪力相当大。为此,有的工程中在河道最深的部分管段中采用预应力混凝土结构,其余各节都仍采用普通混凝土的管段结构,这样更经济地发挥预应力的优点。

世界上第一条采用预应力混凝土结构的水底道路隧道为古巴哈瓦那市的阿尔曼隧道(Almendares，1953 年)，采用预应力直索；以后随着跨度的增加，加拿大进一步采用预应力弯索(Lafontaine，1967 年)(图 9-7)。

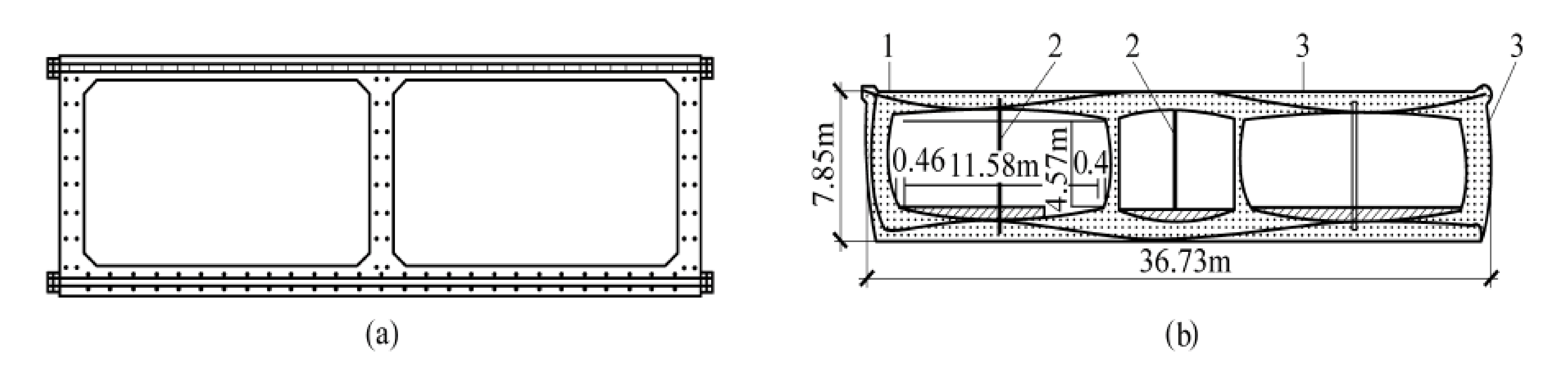


图 9-7　预应力沉管结构

(a) 古巴阿尔曼隧道；(b) 加拿大 Lafontaine 隧道

1—预应力索；2—临时拉索；3—防水层

9.3　接缝管段处理与防水措施

9.3.1　变形缝布置与构造

钢筋混凝土的沉管结构若无合适措施，容易因隧道的纵向变形而导致开裂。例如，管段在干坞中预制时，一般都是先浇筑底板，隔若干时日后再浇筑外壁、内壁及顶板。两次浇筑的混凝土龄期、弹性模量、剩余收缩率均不相同。后浇的混凝土不能自由收缩，而产生偏心受拉内力的作用。因而容易发生如图 9-8 所示的收缩裂缝。此外，不均匀沉降等影响也易导致管段开裂。这类纵向变形引起的裂缝是通透性的，对管段防水极为不利，因此在设计中必须采取适当措施加以防止。

最有效的措施是设置垂直于隧道轴线方向的变形缝，将每节管段分割成若干节段。根据实践经验，节段的长度不宜过大，一般为 15～20m 左右，如图 9-9 所示。

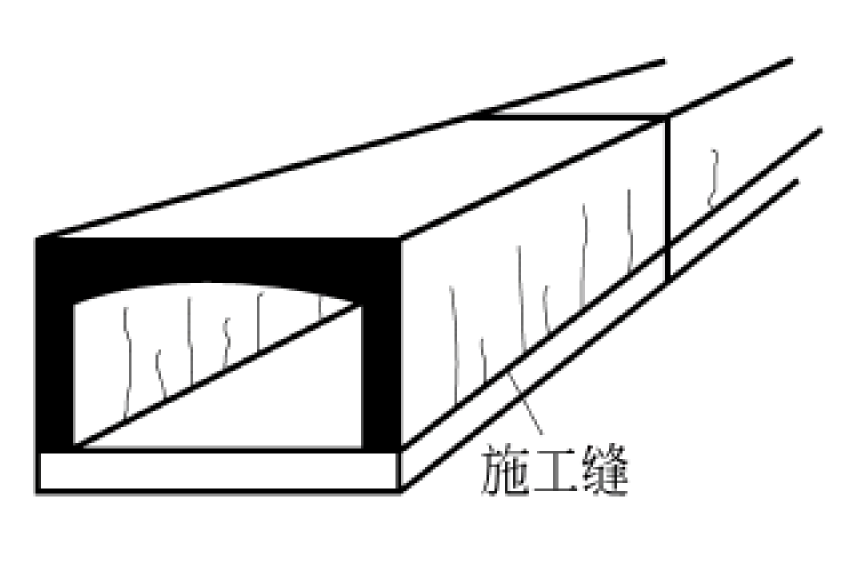


图 9-8　管段侧壁的收缩裂缝

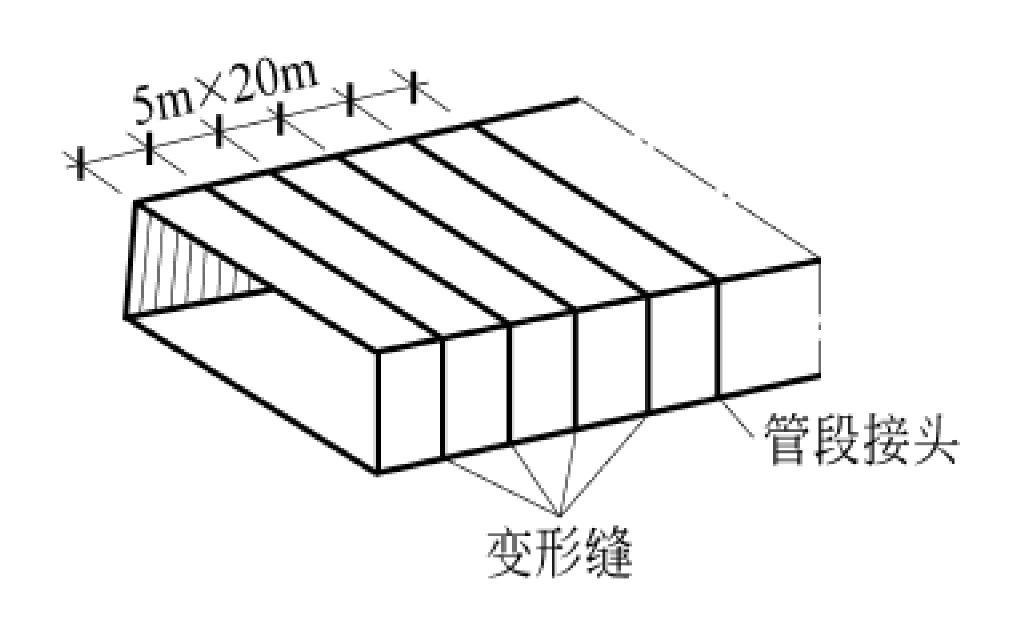


图 9-9　管段的节段与变形缝

节段间的变形缝构造，须满足以下四点要求：

(1) 能适应一定幅度的线变形与角变形。变形缝前后相邻节段的端面之间须留一小段间隙，以便张、合活动，间隙中以防水材料充填。间隙宽度应按变温幅度与角度适应量来决定。

(2) 在浮运、沉设时能传递纵向弯矩。可将管段侧壁、顶板和底板中的纵向钢筋于变形缝处在构造

上采取适当的处理。即外排纵向钢筋全部切断；而内排纵向钢筋则暂时不予切断，任其跨越变形缝，连贯于管段全长以承受浮运、沉设时的纵向弯矩。待沉设完毕后再将内排纵向钢筋切断，因此须在浮运之前安设临时的纵向预应力索(或筋)，待沉设完毕后再撤去。

(3) 在任何情况下能传递剪力。为传递横向剪力，可采用图 9-10 所示的台阶形变形缝。

(4) 变形前后均能防水。一般均于变形缝处设置一、二道止水缝道。

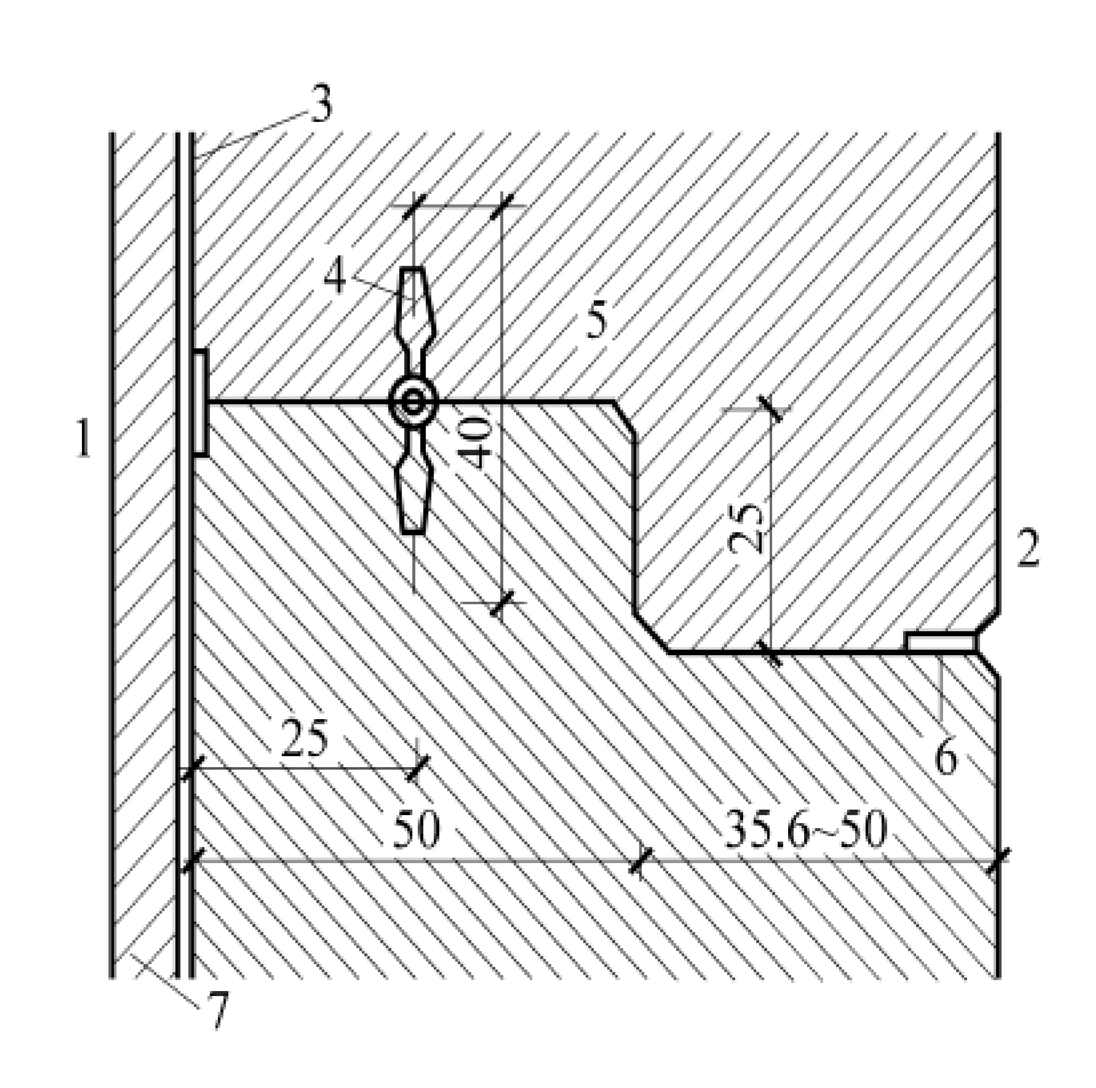


图 9-10 台阶形变形缝(单位：mm)

1—沉管外侧；2—沉管内侧；3—卷材防水层；4—钢边橡胶止水带；5—沥青防水；6—沥青填料；7—钢筋混凝土保护层

9.3.2 止水缝带

变形缝中所用止水缝带(简称止水带)种类与形式很多，有铜片止水带、塑料(聚氯乙烯)止水带，使用较普遍的是橡胶止水带和钢边橡胶止水带。

1. 橡胶止水带

1) 材料

橡胶止水带可用天然橡胶(含胶率 70%)制成，亦可用合成橡胶(如氯丁橡胶等)制成。

橡胶止水带的寿命是人们所关心的问题。橡胶制品应用于水底隧道中，其环境条件(潮湿、无日照及温度较低)是较为理想的。虽然橡胶止水带在 20 世纪 50 年代才开始应用于水底隧道中，究竟能耐多久，迄今尚未有实际记录，但无疑比用于其他工程中要耐久得多。曾发现 60 年以前埋置的橡胶制品，尚未明显老化，说明地下工程中的橡胶止水带的耐用寿命应在 60 年以上。经老化加速实验亦可判断其安全年限超过 100 年。

2) 形式

橡胶止水带的(断面)构造形式多样，各有特点。但所有的橡胶止水带均由本体部与锚着部两部分组成，如图 9-11 所示。

止水带的本体部位于带中段。有平板式的、带管孔的和带曲槽的。其中以带管孔的较好，其优点是在变形缝变形时，止水带具有随之伸缩的充分柔度；在结构受剪，变形缝发生横向错动时，管孔可随之变形以减少作用在带体上的剪力。例如内径为 19mm，外径为 38mm 管孔的橡胶止水带，经剪切试验，错动达 12.5cm 时，胶带亦能变形自如(见图 9-12)。

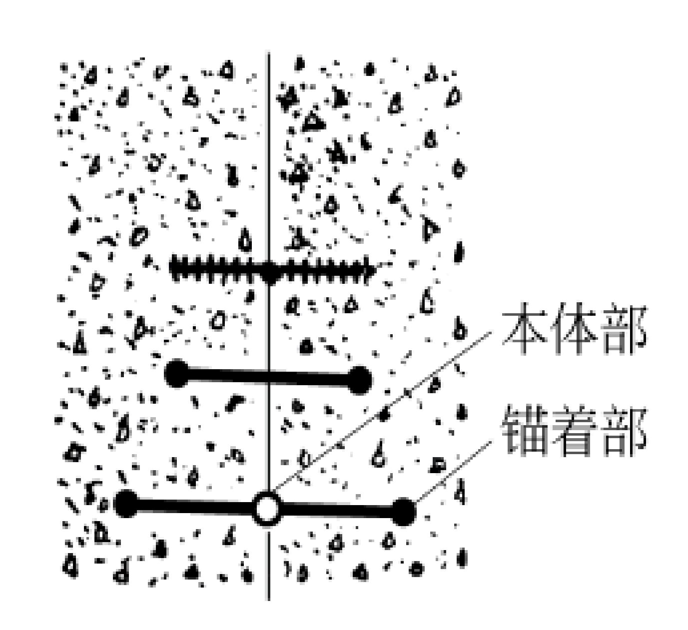


图 9-11 橡胶止水带

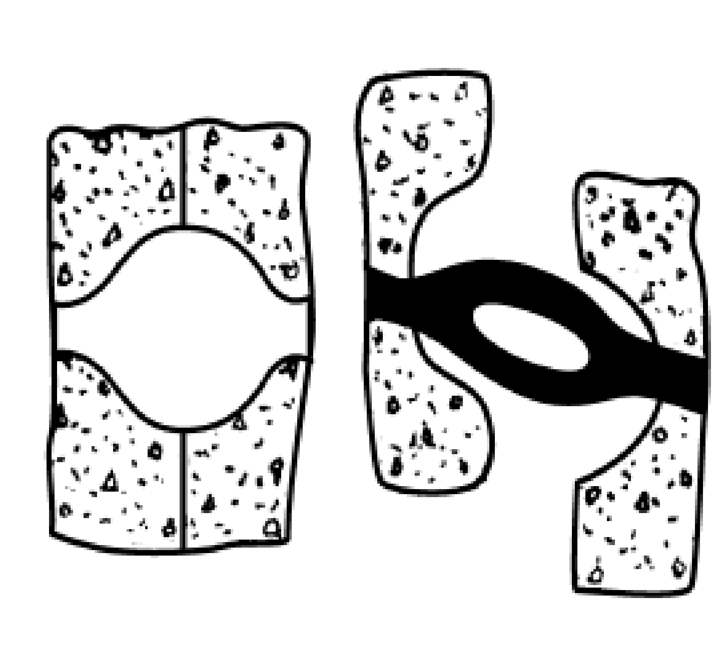


图 9-12 管孔的变形

止水带的两端为锚着部。锚着部类型亦很多，有节肋型、哑铃型等(见图 9-11)。由于橡胶与混凝土之间的黏结力甚小，变形缝受到拉伸后，止水带本体部的橡胶立即缩扁而与混凝土脱离接触。此时完全依赖锚着部担负锚定与止水双重任务。

采用哑铃型锚着止水带，拉伸变形时，仅两端"哑铃"的部分圆弧面(小于 1/2 圆周)与混凝土保持接触，范围有限，故水压较大时不适合选用哑铃型止水带。

采用节肋型锚着的止水带，当受到拉伸变形时，最靠近本体部的第一肋(即主肋，一般应比其他齿形次肋为大)就顶住拉伸，使其他锚着部带体(包括齿形次肋在内)仍与混凝土保持接触。渗径大为加长，止水效果亦相应提高。

3) 尺度

变形缝的张开度和本体部的宽度，这两个因素共同决定着止水带所能承受拉力。拉力越大，锚着部主肋(或"哑铃")外侧与混凝土抵触部分所受压强就越大，止水效果也就相应增大。

因此，橡胶止水带本体部的宽度宜小不宜大。但止水带的本体部亦不能过狭，否则锚着部的第一肋(主肋)外，只有薄薄一层混凝土，势必抵抗不住接触压力的作用。一般应保证第一肋外的混凝土厚度不小于钢筋保护层厚度。

本体部中心的管孔外径不宜大于变形缝宽度过多。管孔内径不宜过小，一般在 20mm 较合适(最小的有用到 15mm，最大有用到 46mm)。

本体部的厚度，一般以 6～8mm 较适宜。管孔部分的管壁厚度可略小于管孔两侧平板部分的厚度，最多等厚。

用于沉管工程中的止水带宽度一般为 230～300mm。

2. 钢边橡胶止水带

钢边橡胶止水带是在橡胶止水带两侧锚着部中加镶一段薄钢板，其厚度仅 0.7mm 左右。这种止水带(见图 9-13)自 20 世纪 50 年代初于荷兰的凡尔逊(Velsen，1957 年)水底道路隧道试用成功后，现已在各国广泛应用。

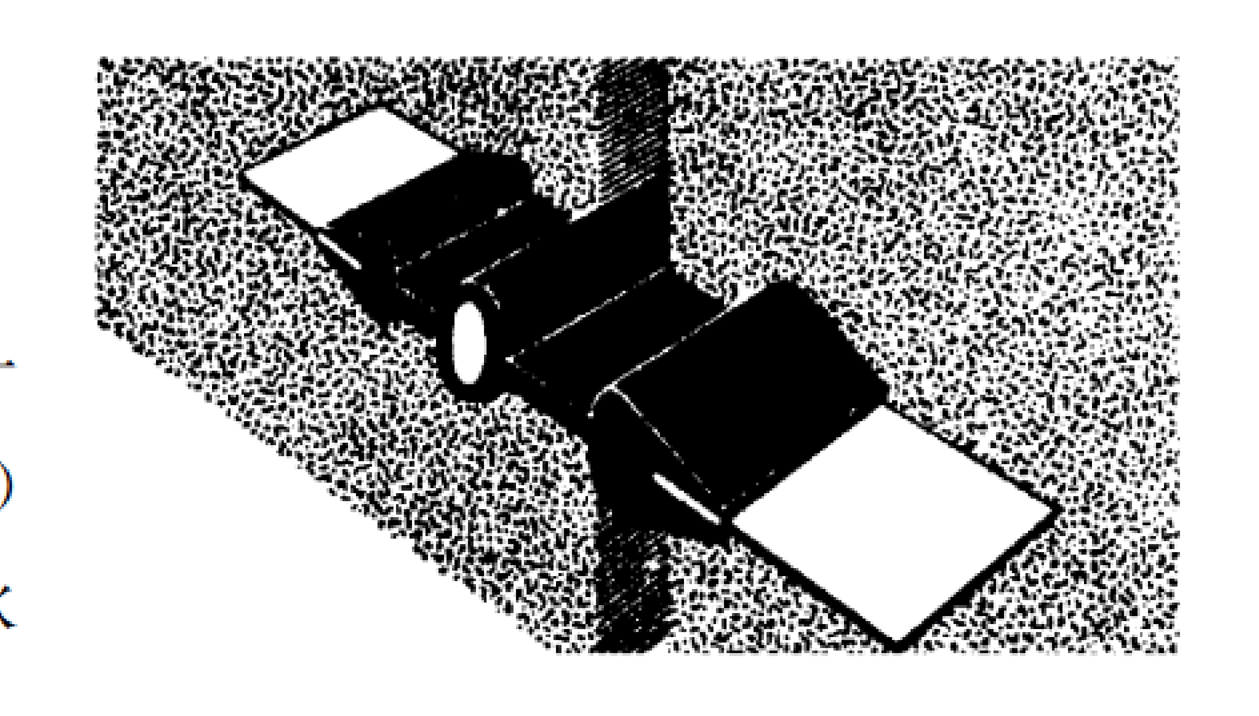


图 9-13　钢边橡胶止水带

钢边橡胶止水带可以充分利用钢片与混凝土之间良好的黏结力，使变形前后的止水效果都较一般橡胶止水带为好，也可增加止水带的刚度，并节约橡胶。

9.3.3 管段外壁防水措施

沉管的外壁防水措施有沉管外防水和沉管自防水两类。外防水包括了钢壳、钢板防水、卷材防水、涂料防水等不同方法；自防水主要是采用防水混凝土。实践证明，如有适当的措施(包括设计与施工两方面)，沉管自身防水完全可以取代外防水。

9.3.4 钢壳与钢板防水

钢壳防水指的是在沉管的三面(底和两侧)甚至四面(包括顶面)用钢板包覆的防水办法。由于耗钢

量大、焊缝防水可靠性不高、钢材防锈问题仍未切实解决，现已日趋淘汰。

例如钢的锈蚀速率一般估计为：海水中 0.1mm/年；淡水中 0.05mm/年；平均 0.075mm/年。如果设计年限 50 年，设计利用厚度 8mm，则实际钢板厚度为 $t=8+0.075\times50=11.75\approx12$(mm)，故耗钢量惊人。

9.3.5 卷材防水

卷材防水层是用胶料粘结多层沥青类卷材或合成橡胶类卷材而成的粘贴式（亦称外贴式）防水层。沥青类卷材一般均用浇油摊铺法粘贴，卷材粘贴完毕后须在外边加设保护层。保护层构成视部位不同而异。管段底板下用卷材防水层时，可在干坞底面上先铺设一层混凝土砖(30mm)，后铺 50～60mm 的素混凝土作为保护层，再在混凝土保护层上摊铺 3～6 层卷材。

卷材防水的主要缺点是施工工艺较繁琐，而且在施工操作工程中稍有不慎就会造成“起壳”而返工，返工耗时、耗力。若在管段沉设过程中发现防水层“起壳”，根本无法补救。

9.4 管段沉设与水下连接

9.4.1 沉设方法与设备

在沉管隧道施工中，需根据自然条件、航道条件、管段规模以及设备条件等因素，因地制宜选用最经济的沉设方案。目前的沉设方法有：

1) 分吊法

分吊法就是在沉设作业时用 2～4 艘起重船或浮箱提着各个吊点，一般均在管段上预埋 3 或 4 个吊点，逐渐将管段沉设到规定位置上。早期的双车道钢壳圆形管段几乎都是用 3～4 艘 100～150t 的起重船分吊沉设。20 世纪 60 年代荷兰人柯恩(coen，1966 年)首创了以大型浮筒代替起重船的分吊沉设法。比利时的凯斯尔特(Schelde，1969 年)隧道采用浮箱代替浮筒。图 9-14～图 9-16 分别表示采用起重船、浮筒及浮箱的分吊法。

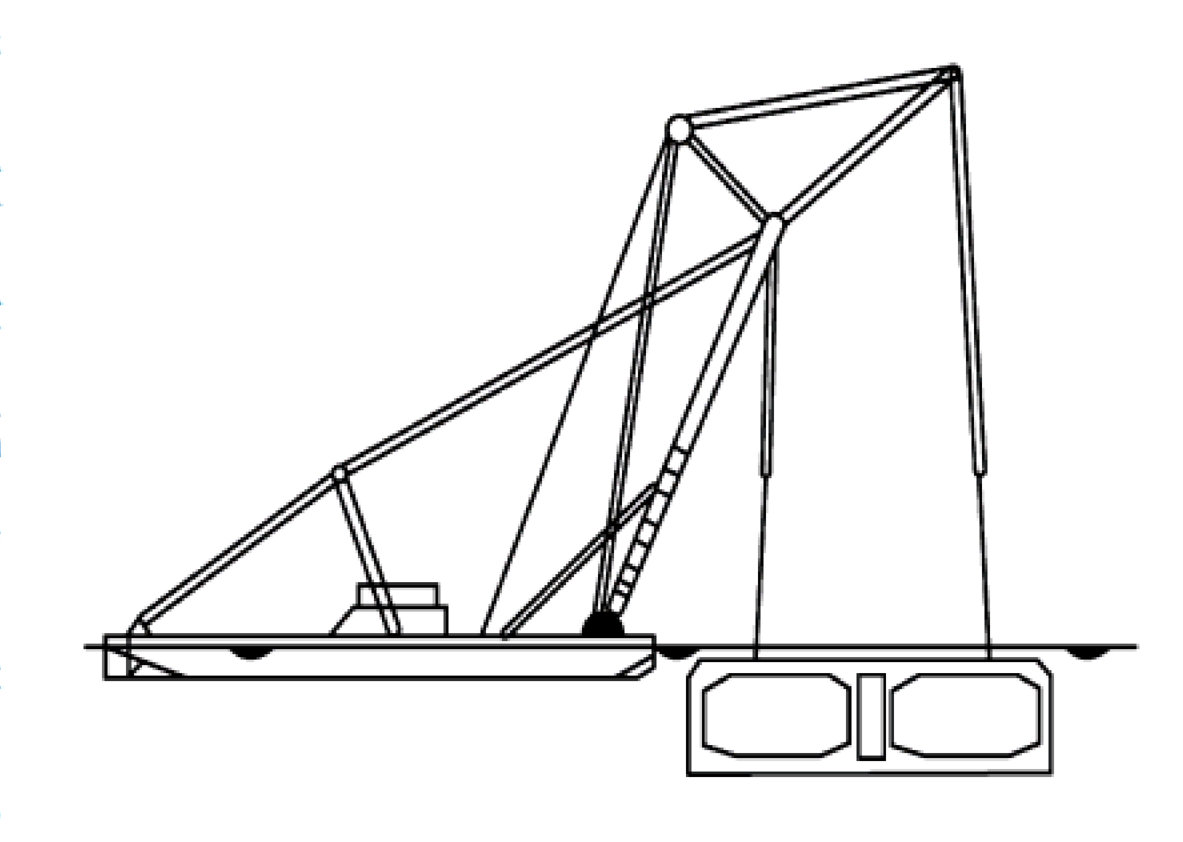


图 9-14 起重船分吊法

荷兰 Botled 隧道，1980 年

2) 扛吊法

扛吊法亦称方驳扛沉法(图 9-17)，其基本概念就是“二副扛棒”。这种方驳扛沉法中最主要的大型工具就是四艘小型方驳，设备费很少。

3) 骑吊法

骑吊法系用水上作业平台“骑”于管段上方，将其慢慢地吊放沉没，如图 9-18 所示。国外常简称作 SEP(Self-Elevating Platform)，其平台部分实际为一个浮箱，反复调整浮箱内水压进行定位。

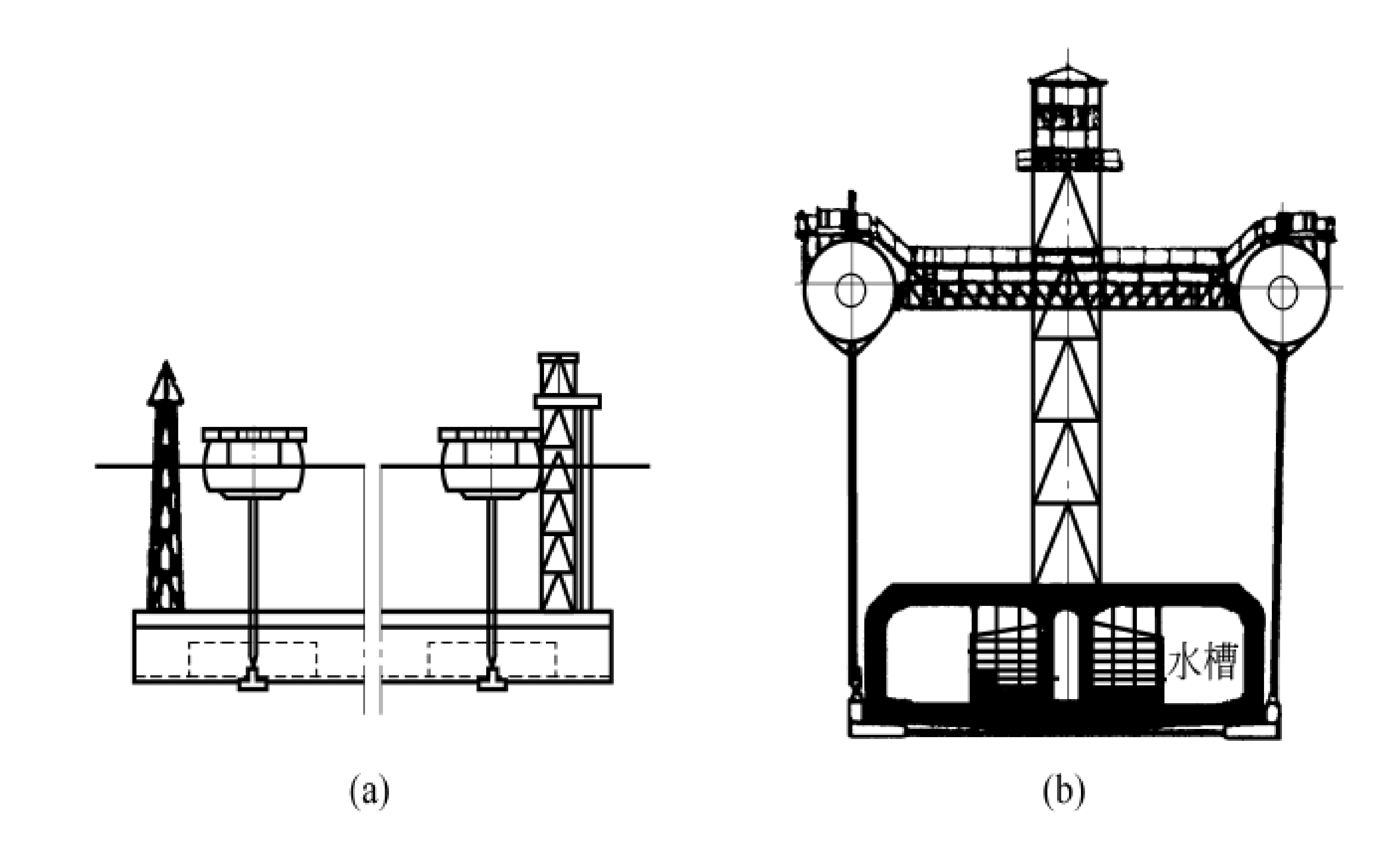


图 9-15　浮筒分吊法

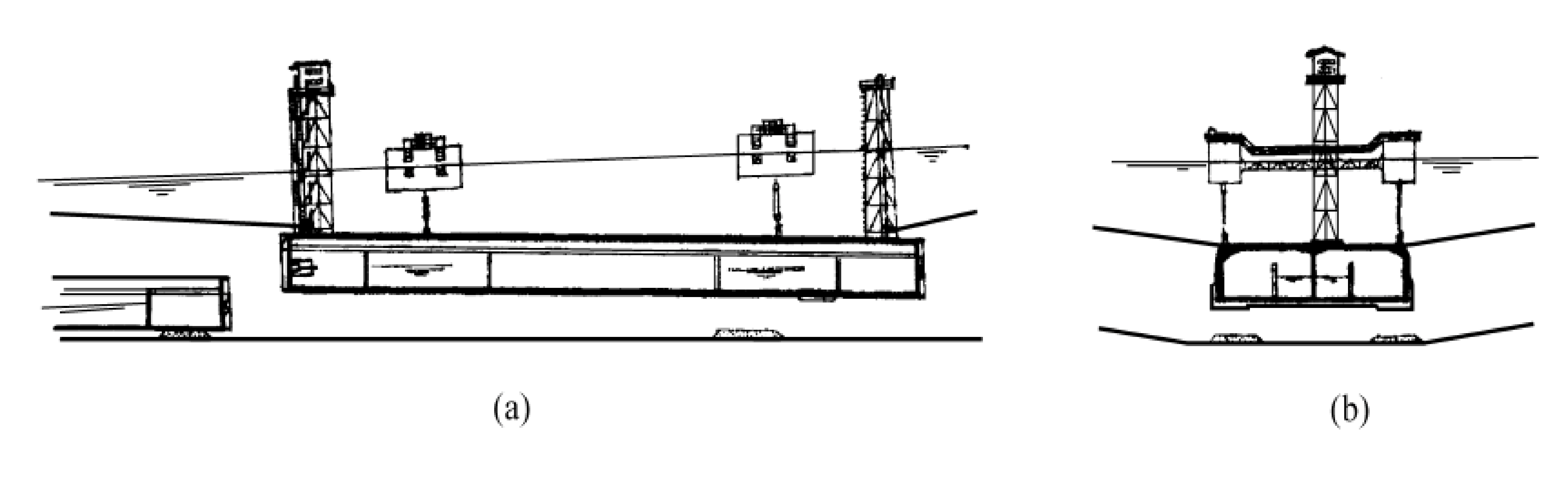


图 9-16　浮箱分吊法

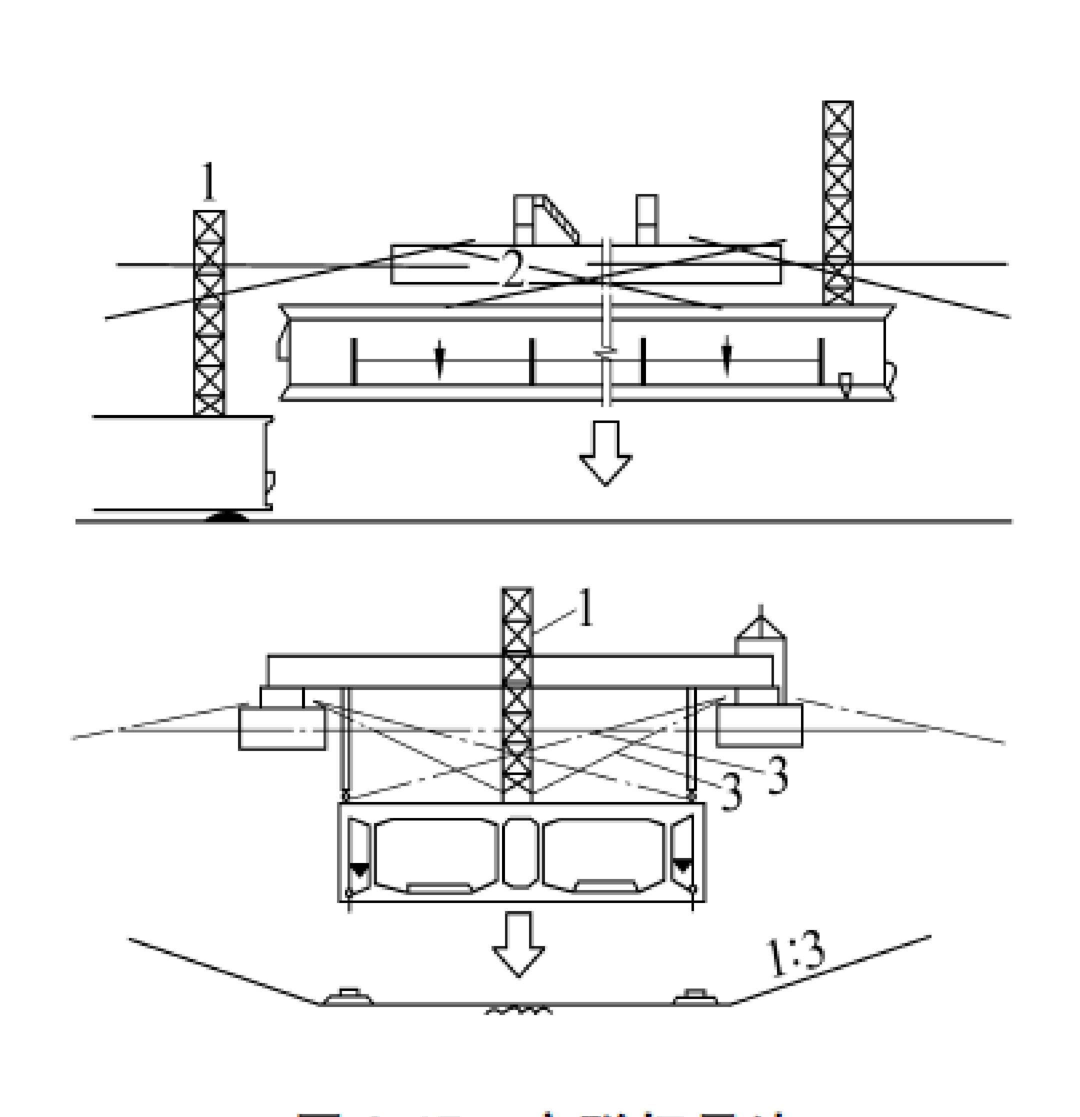


图 9-17　方驳扛吊法

1—定位塔；2—方驳；3—定位索

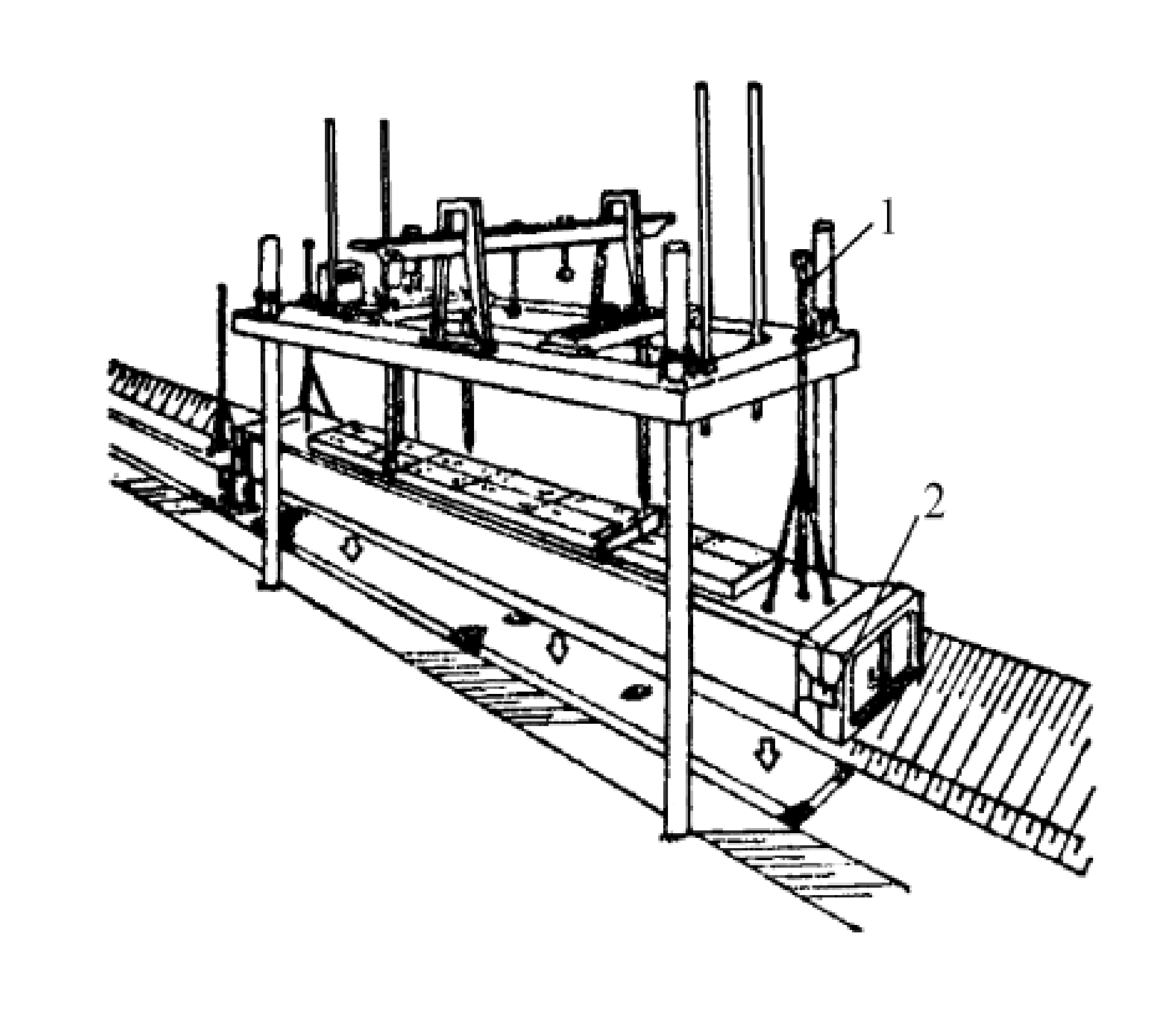


图 9-18　骑吊法

1—定位杆；2—拉合千斤顶

4）拉沉法

拉沉法主要特点是利用预先设置在沟槽地面上的水下桩墩作为地垄，依靠架在管段上面的钢桁架顶上的卷扬机和扣在地垄上的钢索，将具有 200～300t 浮力的管段缓缓地“拉下水”，沉设到桩墩上（图 9-19）。

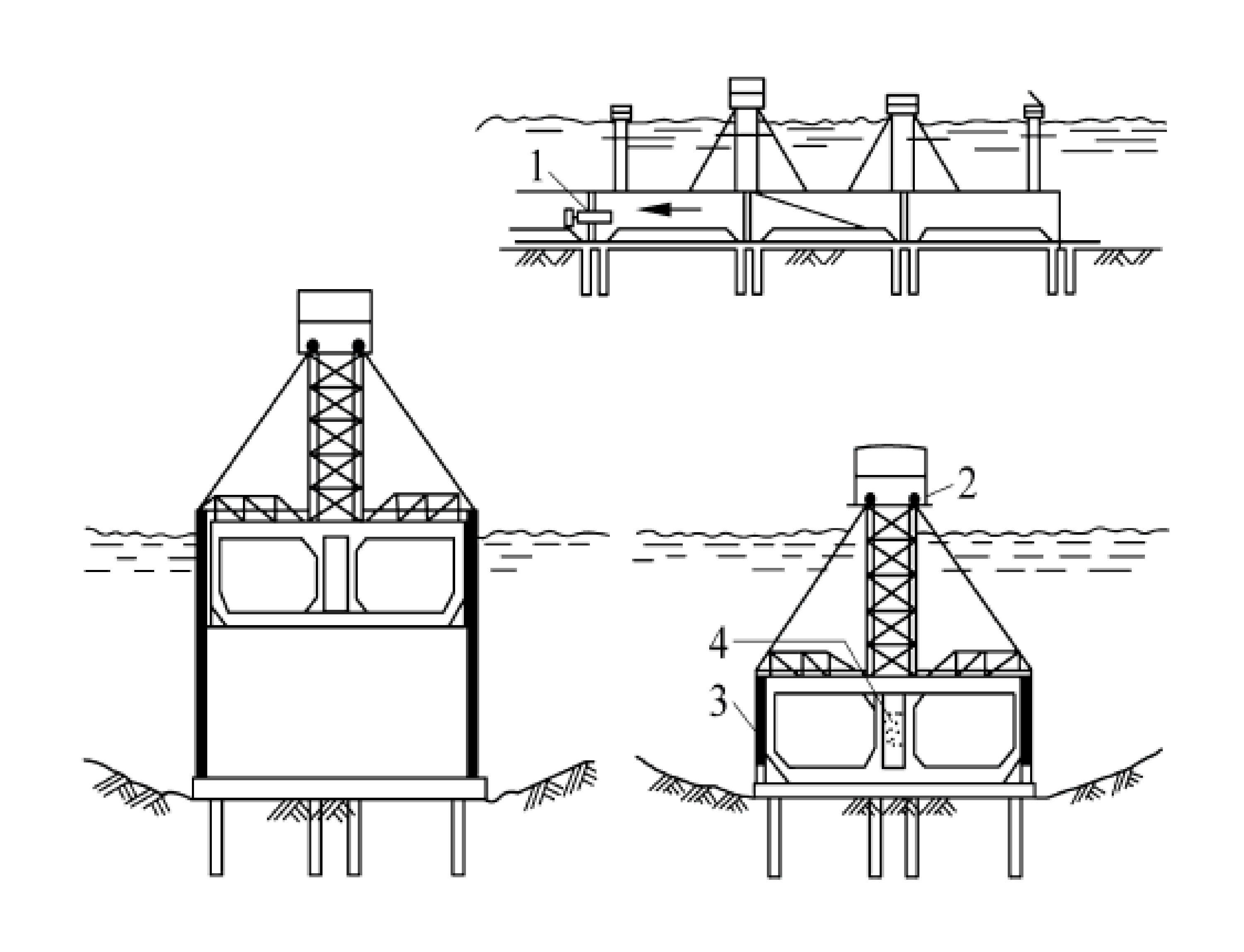


图 9-19 拉沉法

1—拉合千斤顶；2—拉沉卷扬机；3—拉沉索；4—压载水

9.4.2 水下连接

早期船台型圆形沉管隧道的管段间接头都采用灌筑水下混凝土施工法进行连接。自从 20 世纪 50 年代末期加拿大创造了水力压接法之后，几乎所有的沉管隧道都改用这种简单、可靠的水力压接法。

用水力压接法进行水下连接的主要工序是：

对位——拉合——压接——拆除端封墙(图 9-20)。

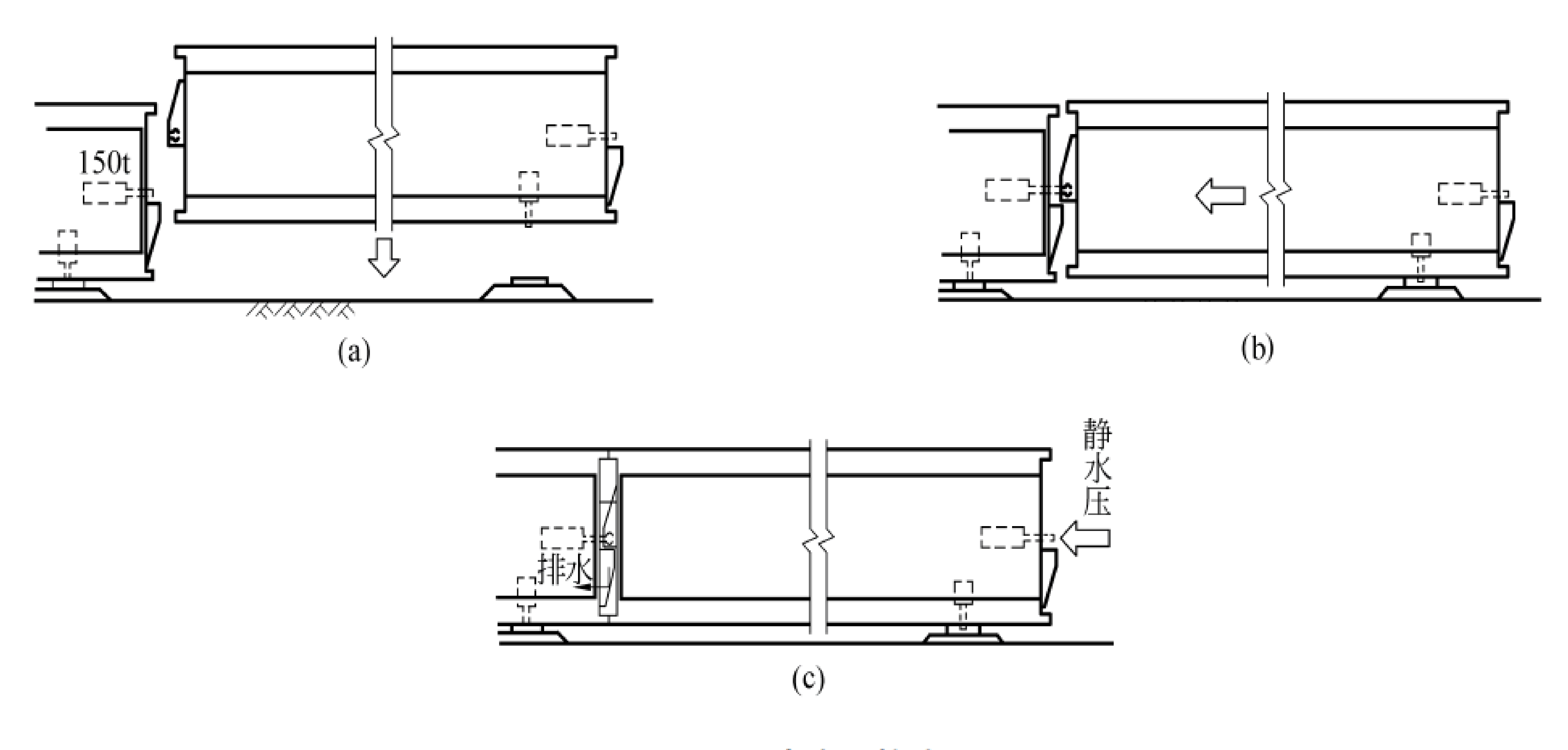


图 9-20 水力压接法

9.5 管 段 接 头

管段在水下连接完毕后，无论连接时采用水下混凝土连接法还是水力压接法，均需在水下混凝土或胶垫的止水掩护下，在其内侧构筑永久性的管段接头以使前后两节管段连成一体。管段接头的构造主要有刚性接头和柔性接头两种。

9.5.1　刚性接头

刚性接头是在水下连接完毕后在相邻两节管段端面之间，沿隧道外壁（两侧与顶、底板）以一圈钢筋混凝土连接起来形成一个永久性接头。刚性接头的构造应具有抵抗轴力、剪切力和弯矩的必要强度，一般要不低于管段本体结构的强度。刚性接头的最大缺点为水密性不可靠，往往在隧道通车后不久即因沉降不匀而开裂渗漏。

自水力压接法出现后，许多隧道仍用刚性接头，但其构造迥异于以前的刚性接头。水力压接时所用的胶垫留在外圈作为接头的永久性水防线。刚性接头处于胶垫底防护之下不再有渗漏，这种刚性接头可称作"先柔后刚"式接头（图 9-21）。其刚性部分一般在沉降基本结束之后，再以钢筋混凝土浇筑。

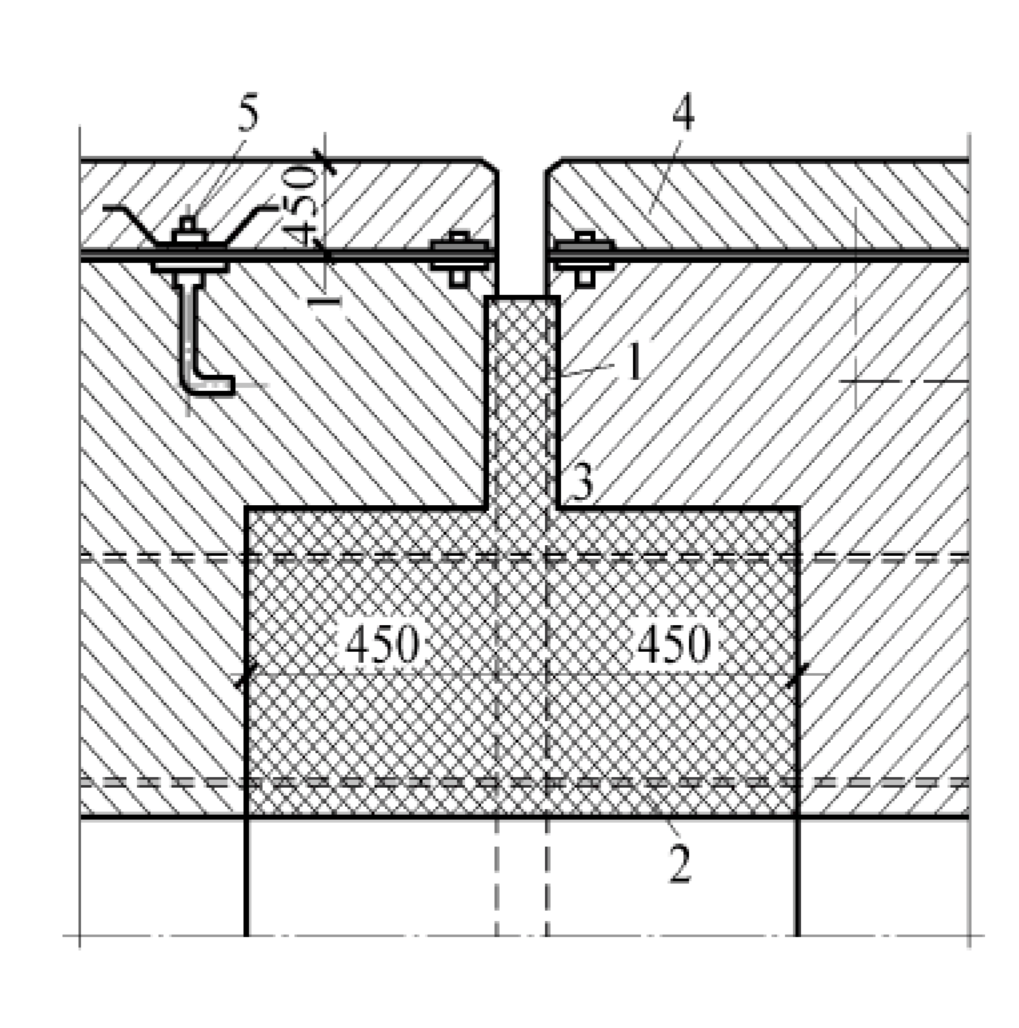


图 9-21　"先柔后刚"式接头

1—胶垫；2—后封混凝土；3—钢膜；
4—钢筋混凝土保护层；5—锚栓

9.5.2　柔性接头

水力压接法出现后，又有柔性接头问世。这种接头主要是利用水力压接时所用的胶垫吸收变温伸缩与地基不均匀沉降所致，以消除或减小管段所受变温或沉降应力。在地震区中的沉管隧道亦宜采用柔性接头（见图 9-22）。

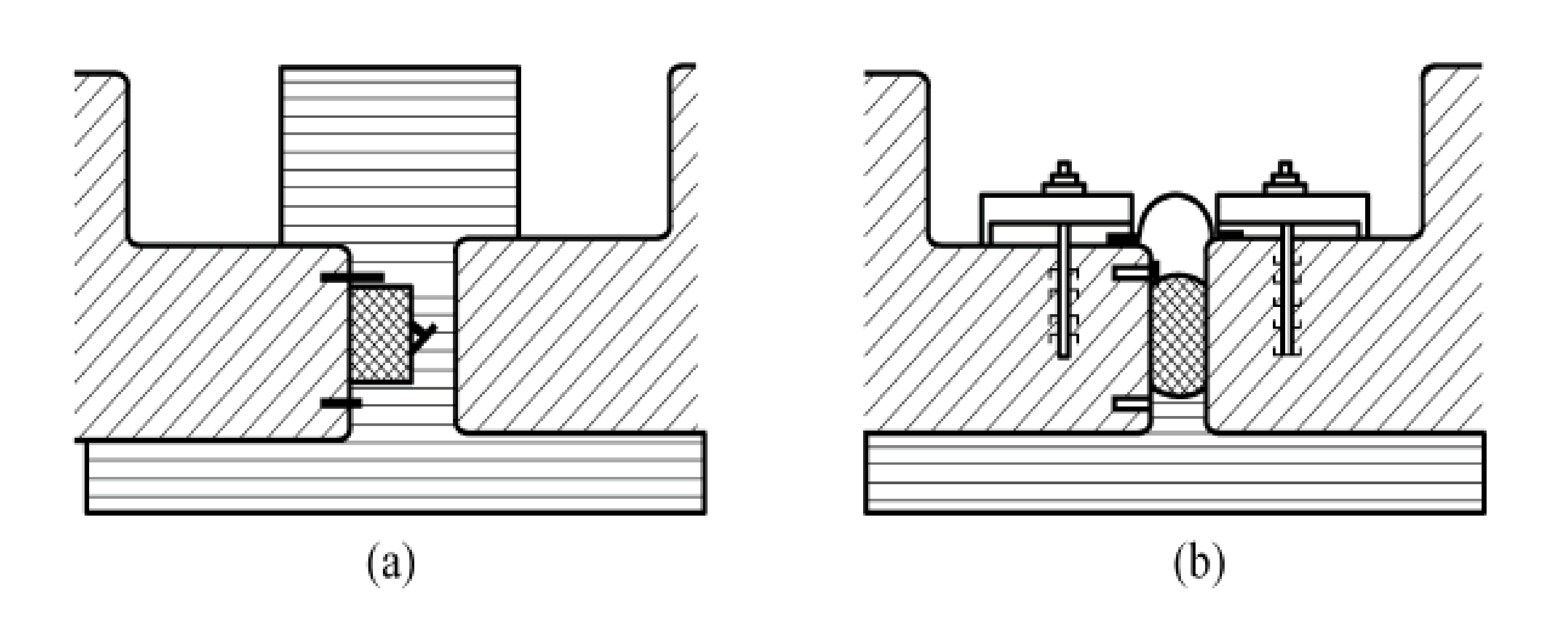


图 9-22　普通柔性接头

9.6　沉 管 基 础

9.6.1　地质条件与沉管基础

在一般地面建筑工程中，如地基土质较差，必须建造适当的基础，不然就会发生有害沉降，甚至有坍塌的危险。如遇有流砂，施工时还必须采取疏干或其他特殊措施，否则就会产生困难甚至意外。在水底沉管隧道中，因作用在沟槽底面的荷载，不会因为设置沉管而有所增加，相反，还会有所减小。由图 9-23 可知，沉管空腔平均重度小于沉管前土层的重度，因而地基反力减小。沉管隧道对各种地质条件的适应性远比其他方法强，不会产生由于土体剪坏或压缩而引起的沉降。沉管施工几乎可以适用于任何复杂的地质条件。因此，一般水底沉管工程施工前，不必像其他施工方法那样，必须进行大量的水上钻探工作。

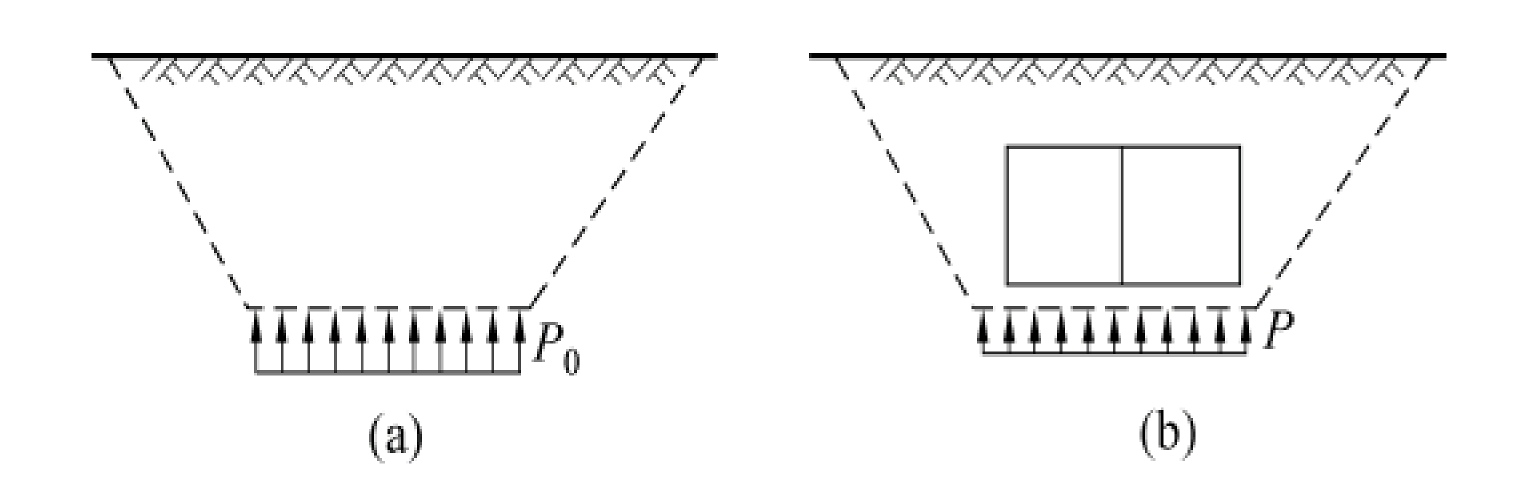


图 9-23 管底压力变化

9.6.2 基础处理

沉管隧道对各种地质条件适应性强，一般不需构筑人工基础，但施工时仍须进行基础处理。其目的不是为了解决地基土的固结沉降，而是为了解决开槽作业所造成的槽底不平整问题。槽底不平将使地基土受力不均匀而局部破坏，引起不均匀沉降，使管段结构受到较高的局部应力导致开裂，所以基础处理亦可以称为基础垫平。

沉管隧道的基础处理方法，大体上分为先铺法和后填法两大类。先铺法有刮砂法、刮石法等；后填法有灌囊法、压浆法、压砂法等。

1）先铺法

先铺法实际上是利用刮铺机（图 9-24）将铺垫材料（砂或石）设置成平整的垫层。刮砂和刮石两者操作工艺基本相同。

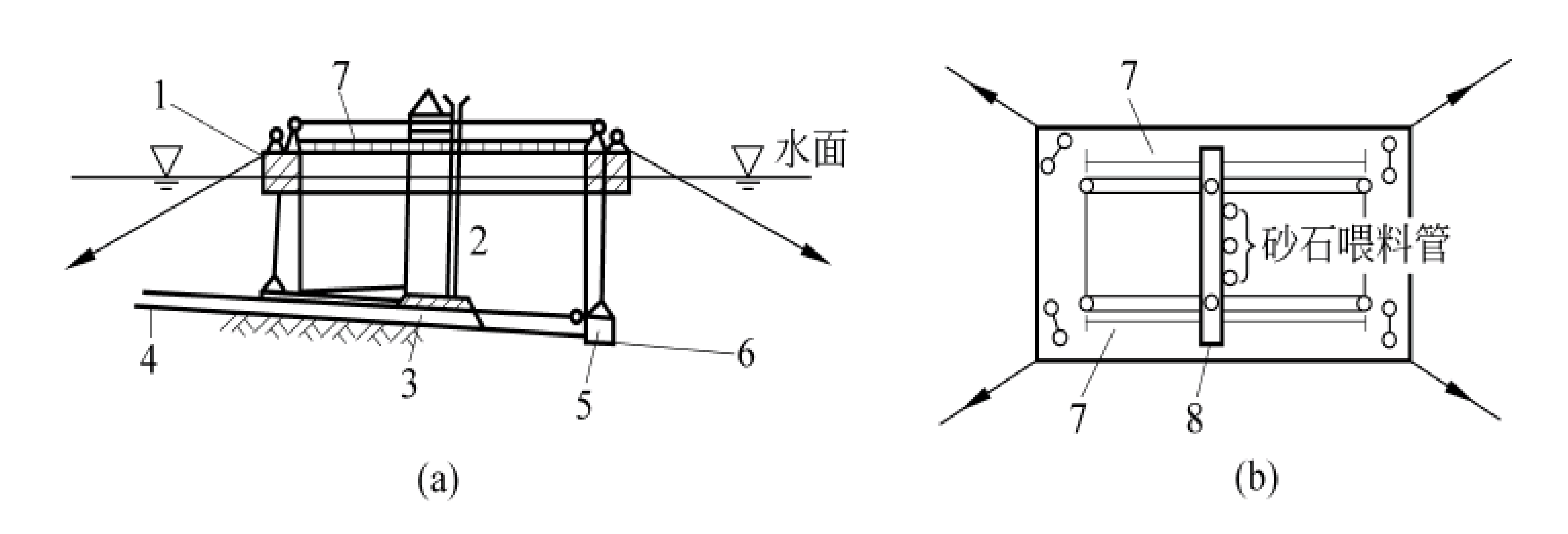


图 9-24 刮铺机

1—方环形浮箱；2—砂石喂料管；3—刮板；4—砂石垫层(0.6～0.9m)；5—锚块；6—沟槽底面；7—钢轨；8—移动钢梁

铺垫材料可为粗砂，亦可为最大粒径不超过 100mm 的碎石。在地震区应避免用砂料铺垫。每次投料铺垫的范围，宽度可比沉管底宽多 1.5～2m，长度则与管段一节长度相同。由于刮铺垫层的表面不完全平整，还不能使沉管底面和垫层密贴，故常在管段沉设后，加一道“压密”工序。可以采用灌满压载水、加砂石料，使之发生超荷而使垫层压紧密贴。

2）后填法

在后填法中，安设水底临时支座，临时支座大多数是在道渣堆上设置钢筋混凝土支承板，也可以采用短钢筒易墩（如图 9-25）。

后填法有多种工艺，后填法的基本工序是：在挖沟槽时，先超挖 100cm 左右；在沟槽底面上安设临时支座；管段沉设完毕后，于临时支座上搁妥后，往管底空间回填垫料。

（1）灌砂法

在管段沉设完毕后，从水面上通过导管沿着管段侧面，向管段底下灌填粗砂，构成两条纵向的垫层。

（2）喷砂法

在管段宽度较大时，从水面上用砂泵将砂、水混合料通过伸入隧管底面下的喷管向管段下喷注以填满其空隙。喷砂法所构成的垫层厚度一般为 1m(图 9-26)。

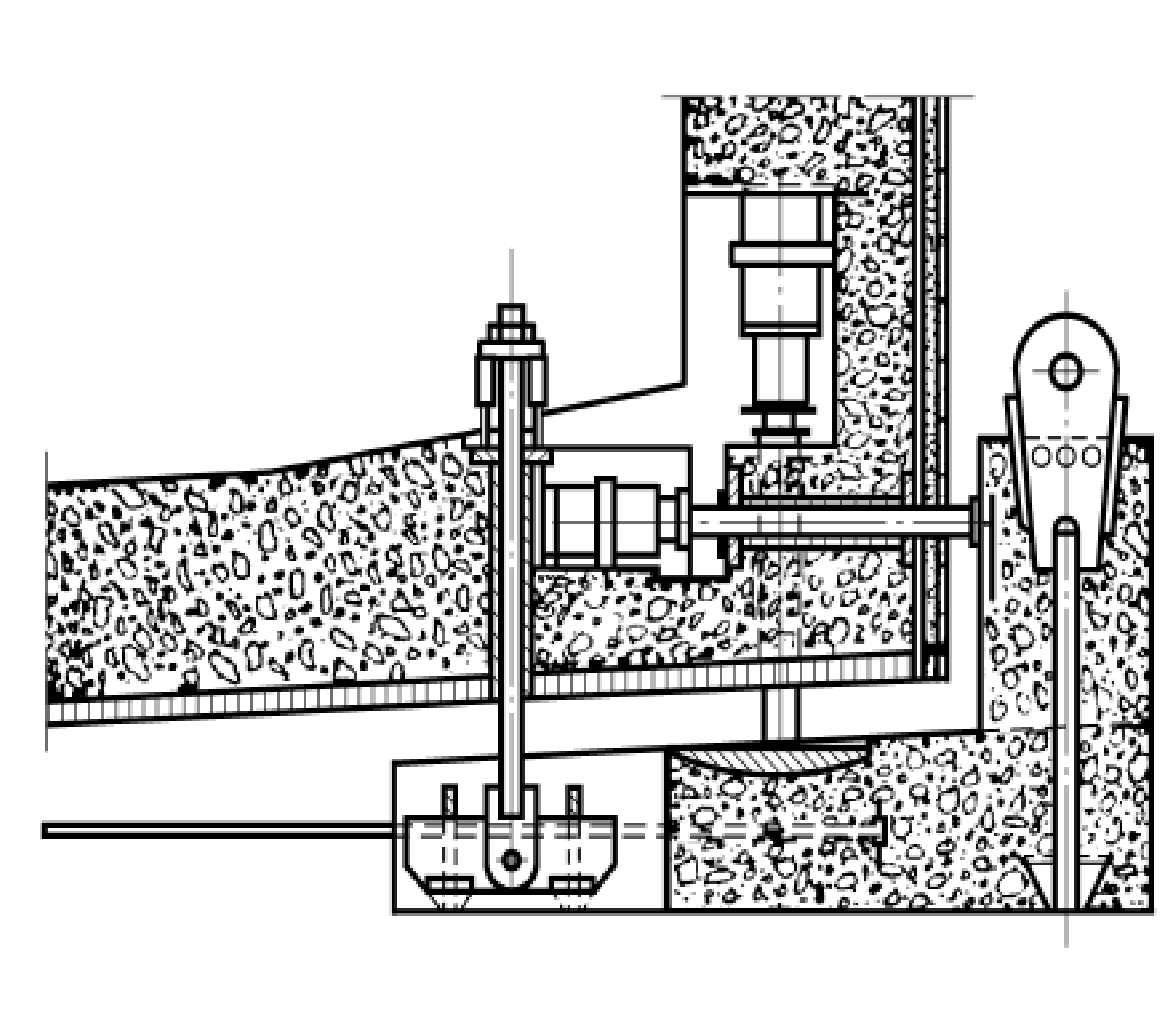


图 9-25　预制支承板

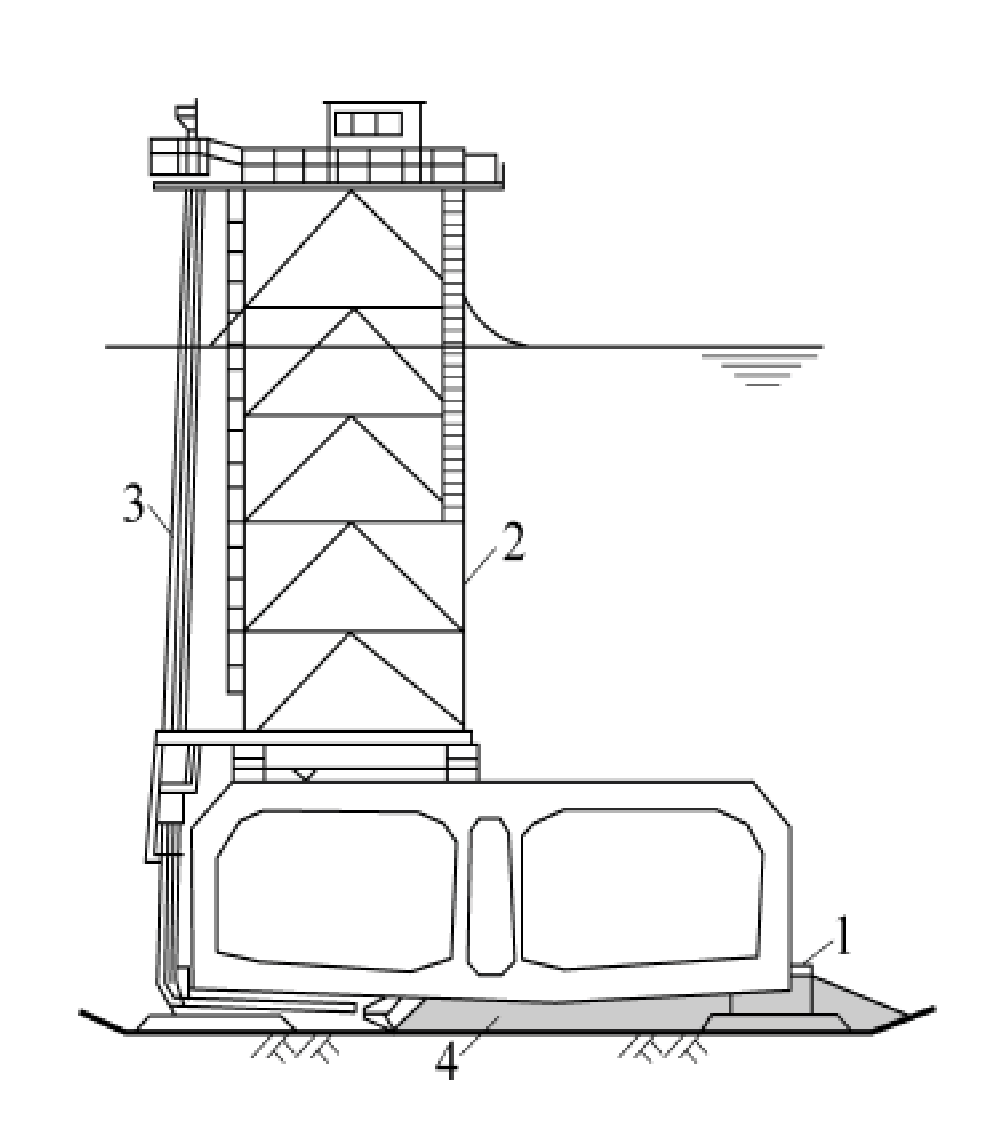


图 9-26　喷砂法

1—预制支承板；2—喷砂台架；3—喷砂管；4—喷入砂垫层

（3）灌囊法

灌囊法系干砂、石垫层面上用砂浆囊袋将剩余空隙切实垫密。所以在沉设管段之前仍须铺设一层砂、石垫层。垫层与沉管底之间仍须留出 15～20cm 的空间(图 9-27)。

（4）压浆法

采用压浆法时，沉管沟槽亦需先超挖 1m 左右，然后摊铺一层碎石(厚约 40～50cm)，但不必刮平，再堆设临时支座所需碎石堆，完成后即可沉设管段。管段沉设结束后，沿着管段两侧边及后端底边抛堆砂、石混合料以封闭管周边(图 9-28)。

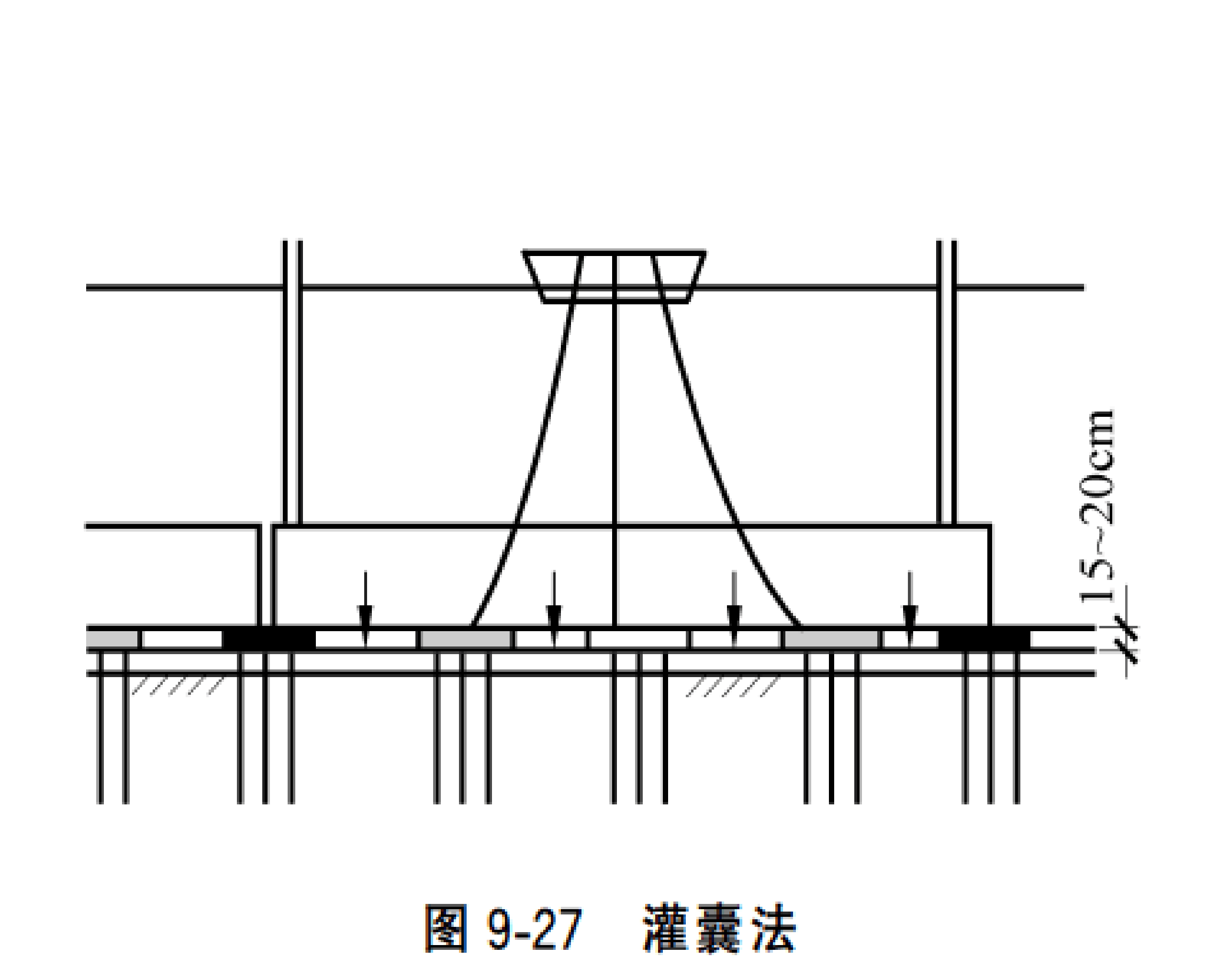


图 9-27　灌囊法

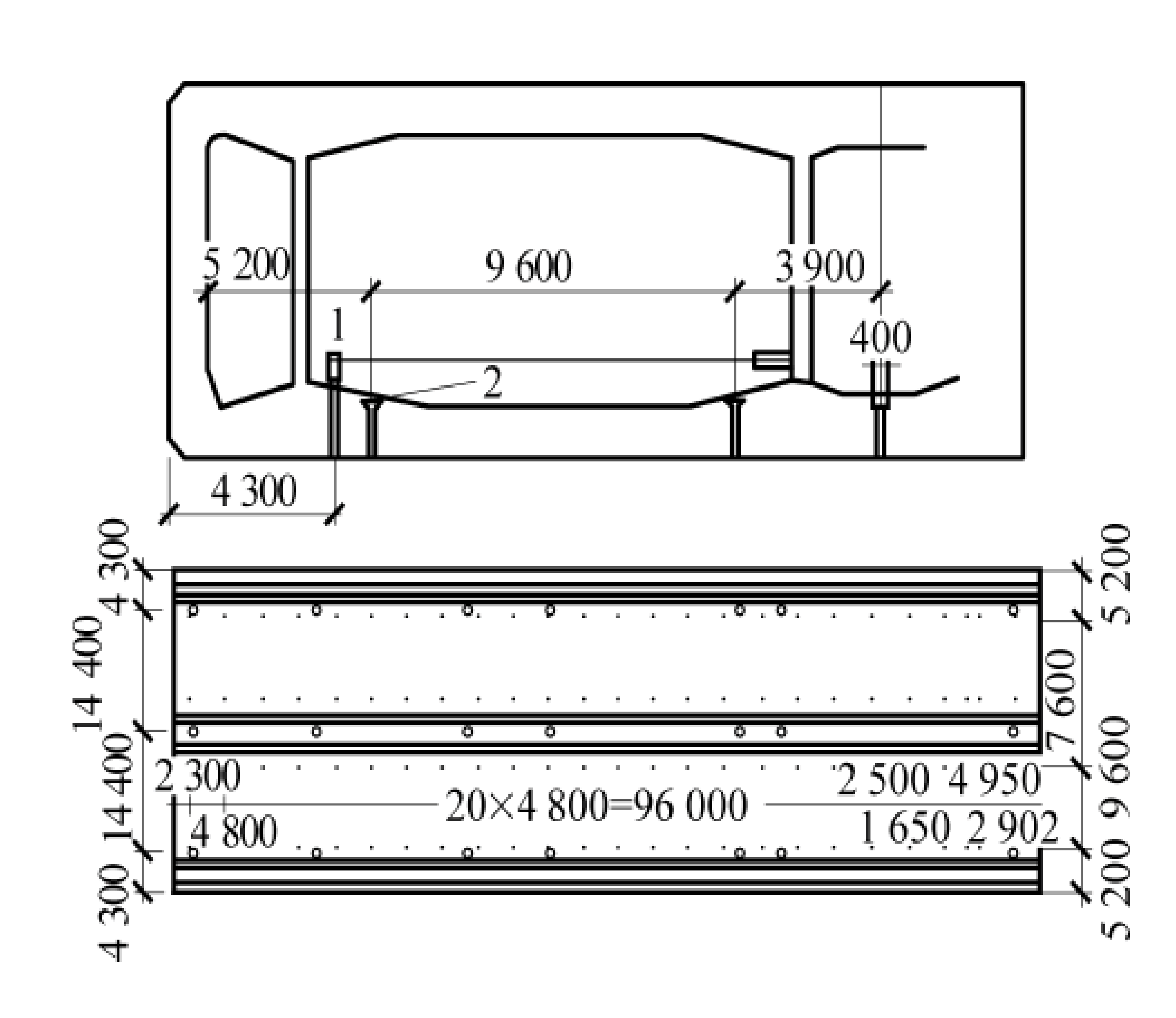


图 9-28　压浆法(单位：mm)

最后从隧道内部用通常的压浆设备，经预埋在管段底板上带单向阀的压浆孔，向管底空隙压注混合砂浆。

(5) 压砂法

压砂法(图 9-29、图 9-30)与压浆法颇多相似,不同点是压注物料为砂水混合料。

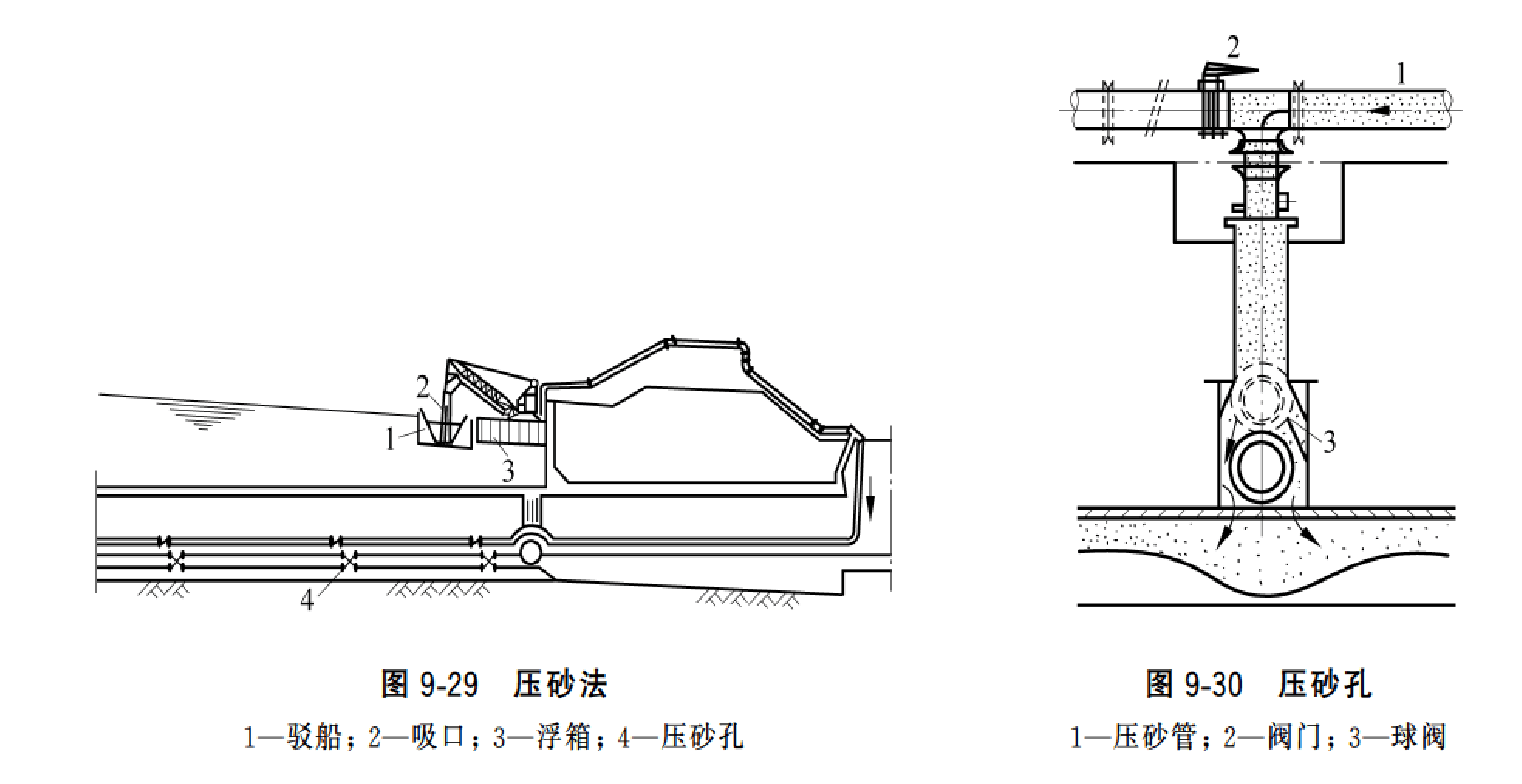


图 9-29 压砂法

1—驳船;2—吸口;3—浮箱;4—压砂孔

图 9-30 压砂孔

1—压砂管;2—阀门;3—球阀

9.6.3 软弱土层上的沉管基础

沉管隧道下的地基土若过于软弱,仅靠"垫平处理"是不够的。遇到这种情况,一般的解决办法有:

①以粗砂置换软弱土层;②打砂桩并加荷预压;③减轻沉管重量;④采用桩基。这些方法中,方法①、②会增加工程费用,且在地震区增加液化的危险可能性;方法③对沉管抗浮安全系数有较大影响;故常用方法④。

在沉管隧道中,会遇到与地面建筑不同的情形。群桩的桩顶标高在实际施工中不可能达到绝对的齐平,管段又是预制的,管段沉设完毕后,无法保证所有各桩均与管底接触,所以必须采取一些措施以使各桩能均匀受力,主要措施有以下几种:

①水下混凝土传力法;②灌囊传力法;③活动桩顶法(图 9-31)。

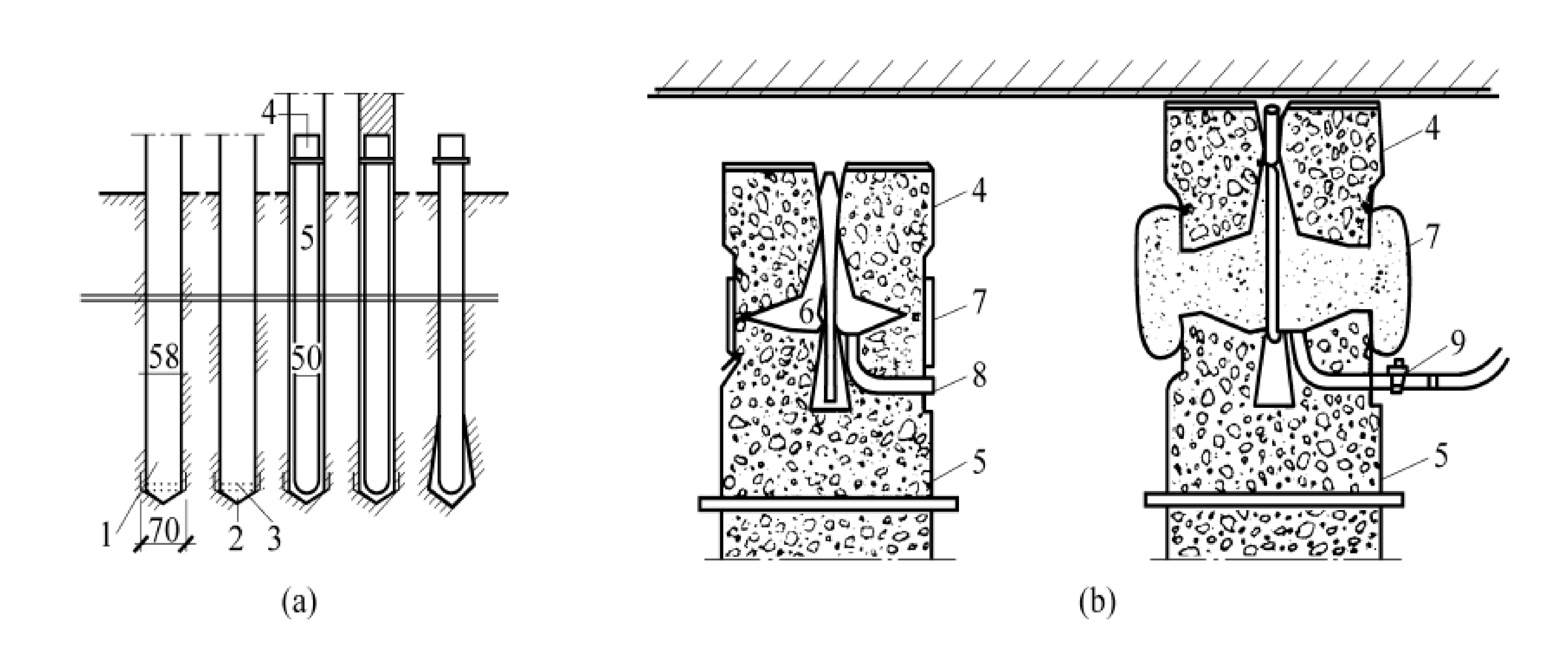


图 9-31 活动桩顶法(单位:mm)

1—钢管桩;2—桩靴;3—水泥浆;4—活动桩顶;5—预制混凝土桩;6—导向管;7—尼龙布囊;8—压浆管;9—控制阀

复习思考题

(1) 简述沉管运输中干舷设计的意义。

(2) 简述沉管结构设计的方法和原则。

(3) 简述沉管管段之间连接处理的方法。

(4) 简述沉管基础的处理措施。

第 10 章

地下建筑工程降水与防水设计

10.1 地下建筑工程降水与防水重要性

地下建筑是在含水的岩土环境中修建的结构物，在其设计、施工和使用过程中，必须考虑水对地下建筑物的影响。如在盾构隧道、明挖深基坑、沉井和顶管施工中，地下水的水位太高，将造成施工十分困难，必须进行降水处理。同时由于地下水的渗透和侵蚀作用，使工程产生病害，轻者影响使用，严重者使工程报废，造成巨大的经济损失和严重的社会影响。因此在地下建筑的设计、施工阶段，甚至维护阶段，必须做好地下建筑物的施工的降水、防水设施和施工工作。

10.2 地下水的类型及性质

10.2.1 地下水的基本类型

1. 上层滞水

上层滞水一般存在于近地表岩土层的包气带中，如透水性不大的夹层、阴滞下渗的大气降水和凝结水，并且使它聚集起来如图 10-1(a)所示；地表的低洼地区，由于降水很难从其中流走也可以形成上层滞水。上层滞水型的地下水距地表一般较浅，分布范围有限，补给区与分布区一致，水量极不稳定，通常是雨季出现，旱季消失。因此，旱季勘测时往往很难发现。另外，在居民区和工业区上下水管的渗漏，也有可能出现上层滞水；人工填土层也会出现上层滞水。

2. 潜水

潜水是埋藏在地表以下第一个隔水层以上的地下水。当开挖到潜水层时，即出

现自由水面或称潜水面。在地下工程中通常把这个自由水面标高称作地下水位。潜水主要由大气降水、地表水和凝结水补给，变化幅度比较大。潜水是重力水，在重力作用下由高水位流向低水位。当河水水位低于潜水位时，潜水补给河水如图 10-1(b)所示；当河水水位高于潜水水位时，河水补给潜水。因此，当地下工程采取自流排水的办法防水时，必须准确掌握地表水体(江河、湖泊、水渠、水库等)的常年水位变化情况，对于近地表水体构筑的地下工程，要特别注意防止洪水倒灌。

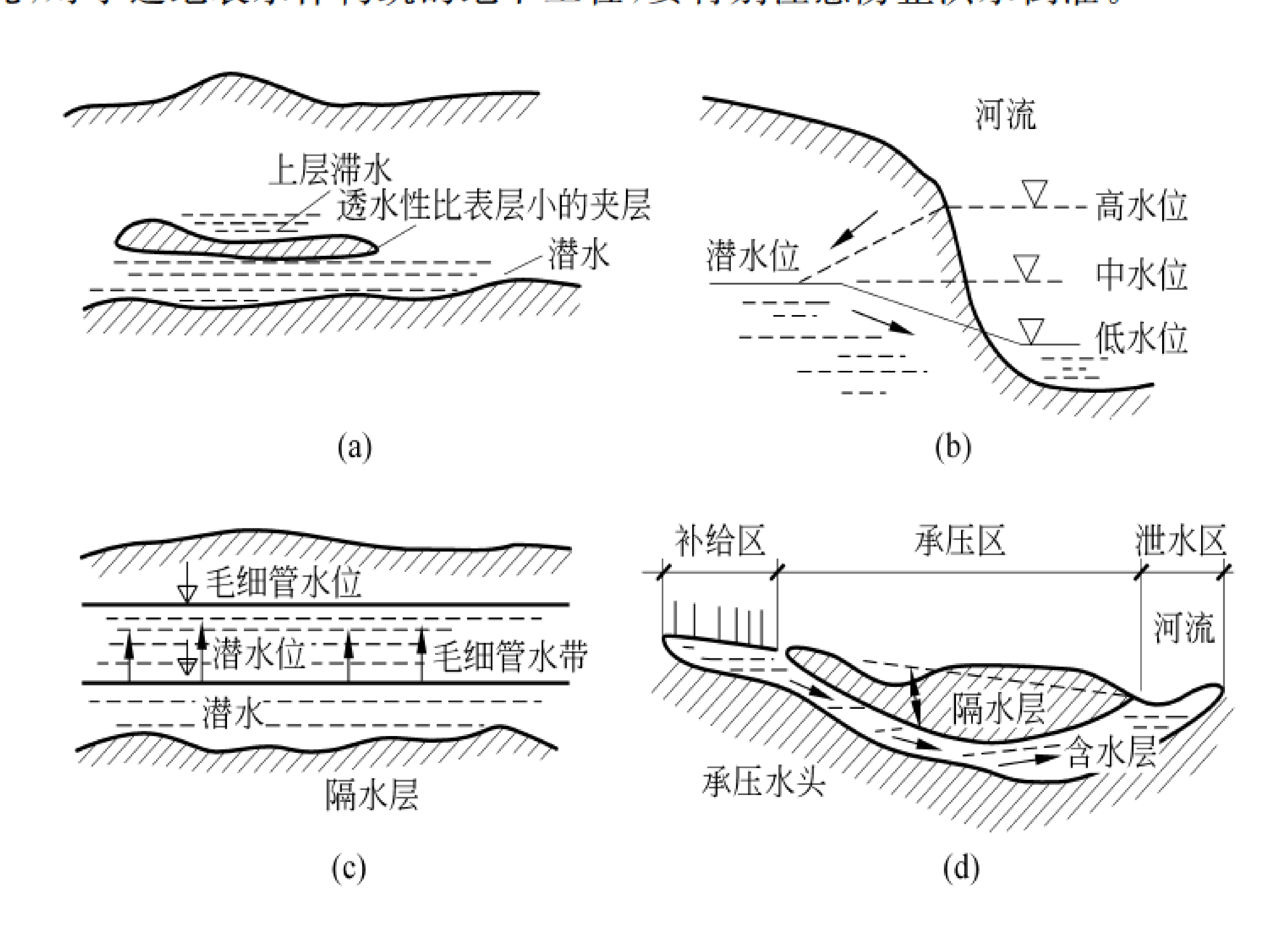


图 10-1　地下建物工程常遇的地下水

(a) 上层滞水；(b) 潜水与河水补给关系；(c) 毛细管水；(d) 层间水

3. 毛细管水

通常毛细管水可以部分或全部充满离潜水面一定高度的土壤孔隙如图 10-1(c)所示。毛细管现象是由于土粒和水接触时受到表面张力的作用，水沿着土粒间的连通孔隙上升而引起的。土壤的孔隙所构成的毛细管系统很复杂，所形成的沟管通向各个方向，沟管的粗细变化也很大，而薄膜水的存在又妨碍了毛细管水的运动。因此土中毛细管水的上升高度不可能用简单的数学公式来计算，它与土壤的种类、孔隙和颗粒大小及土壤湿润程度有关。一般粗砂和大块碎石类土中毛细管水的上升高度不超过几厘米，而黄土可超过 2m，黏土则更大。因为水的毛细管上升引力作用是与毛细管的直径成反比例的。当温度为 15℃时，直径为 1mm 的毛细管里的水上升高度为 0.29cm；直径为 0.1mm 的可上升 29cm；直径为 0.01mm 的可上升 200cm。实验证明，小碎石粒径为 0.1～0.5mm 时，毛细管水可上升 1.31cm；土粒径为 0.1～0.2mm 时，毛细管水可上升 4.82cm；土粒径为 0.10～0.05mm 时，毛细管水可上升 10.5cm。土壤中的毛细管水上升，也可传播到与地下水和土壤的毛细管水相接触的地下工程。在地下工程防水设计时，毛细管水带区取潜水位以上 1m，毛细管带以上部分可设防潮层。

4. 层间水

埋藏在两个隔水层之间的地下水称为层间水。在层间水未充满透水层时为无压水；如水充满了两

个隔水层之间的含水层，打井至该层时，水便在井中上升甚至自动喷出，这种层间水称为承压水或自流水。承压水的特征是上下都有隔水层，具有明显的补给区、承压区和泄水区如图10-1(d)所示。补给区和泄水区相距很远；由于具有隔水层顶板，受地表水文、气候因素影响较小，水质好，水温变化小。它是很好的给水水源，但是当地下工程穿过该层时，由于层间水压力较大，要采取可靠的防压力水渗透措施，否则将造成严重后果。

10.2.2 地下水的基本性质

地下水在土中的流动称为渗流。两点间的水头差与渗透过程长度之比称为水力坡度，并以 i 表示，$i=(H_1-H_2)/L$。当水力坡度 $i=1$ 时的渗透速度称为土的渗透系数 k，单位常用 m/d、m/s 等表示。土的渗透系数 k 的大小影响降水方法的选用，k 是计算涌水量的重要参数。

水在土中渗流时，对单位土体产生的压力即为动水压力 F

$$F=-\gamma_w i \tag{10-1}$$

式中：γ_w——水的重度，$\gamma_w=10\text{kN/m}^3$。

当动水压力 F 等于或大于土的有效重度时，土颗粒处于悬浮状态，土的抗剪强度等于零，土颗粒将随着渗流的水一起流动，即所谓“流砂”现象。降低地下水位，不仅保持了坑底干燥，便于施工，而且消除动水压力，是防止产生流砂现象的重要措施。打钢板桩、采用地下连续墙等亦可有效制止流砂现象的产生。

10.3 地下建筑工程降水设计

10.3.1 地下建筑工程降水方法

地下水处理方法可以归结成两种：一种是降水；另一种是止水——防水帷幕。

降水的方法有集水井降水和井点降水两类。集水井降水是在沿坑底周围开挖排水沟，将地下水引入坑底的集水井后用水泵抽出坑外。该方法在基坑开挖大，地下水位高而土质又不好时，容易引起流砂、管涌和边坡失稳情况下使用。

井点降水法有轻型井点、喷射井点、电渗井点、管井井点等。各种井点降水法的选择视含水地层、土的渗透系数、降水深度、施工条件和经济分析结果等而定，见表 10-1。井点降水设计流程如图 10-2。

表 10-1 降水技术方法适用范围

降水技术方法	适合地层	渗透系数/(m/d)	降水深度/m
明排井	黏性土、砂土	<0.5	<2
真空井点	黏性土、粉质黏土、砂土	0.1～20.0	单级<6，多级<20
喷射井点	黏性土、粉质黏土、砂土	0.1～20.0	<20
电渗井点	黏性土	<0.1	按井类型确定

续表

降水技术方法	适合地层	渗透系数/(m/d)	降水深度/m
引渗井	黏性土、砂土	0.1～20.0	由下伏含水层的埋藏和水头条件确定
管井	砂土、碎石土	1.0～200.0	＞5
大口井	砂土、碎石土	1.0～200.0	＜20
辐射井	黏性土、砂土、砾砂	0.1～20.0	＜20
潜埋井	黏性土、砂土、砾砂	0.1～20.0	＜2

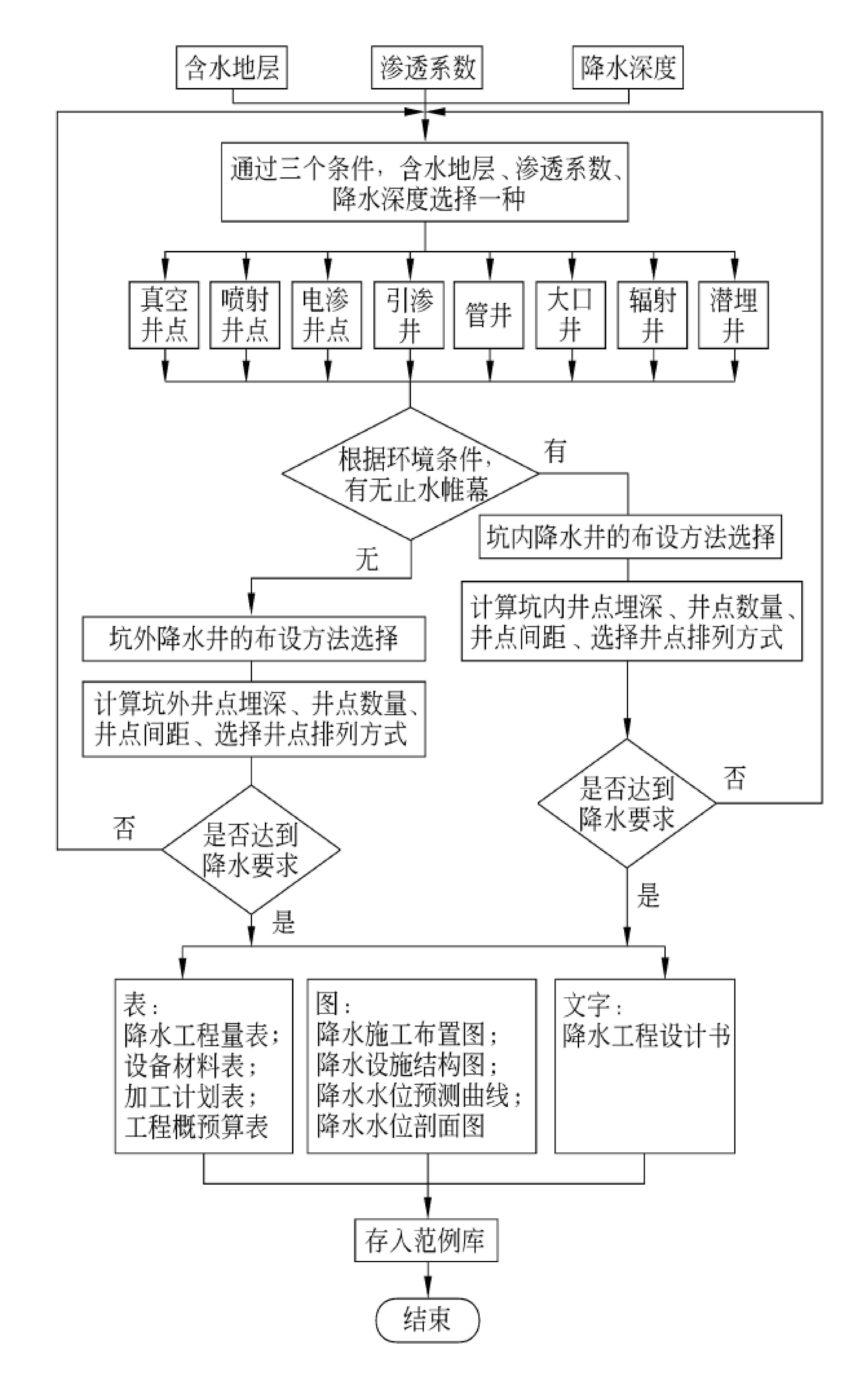


图 10-2　井点降水设计流程图

轻型井点系统由井点管、连接管、集水总管及抽水设备等组成，如图 10-3 所示。钻孔孔径常用 ϕ250～300mm，间距 1.2～2.0m，冲孔深度应超过过滤管管底 0.5m。井点管采用 38～55mm 直径的钢管，长度一般为 5～7m，井点管下部过滤管长度为 1.0～1.7m。集水总管每节长 4m，一般每隔 0.8～1.6m 设一个连接井点管的接头。轻型井点的降水井深度可按下式计算

$$H \geqslant H_{1w} + H_{2w} + H_{3w} + H_{4w} + H_{5w} + H_{6w}$$
$$H_{3w} = i r_0 \tag{10-2}$$

式中：H_{1w}——基坑深度，m；

H_{2w}——降水水位距离基坑底要求的深度，m；

i——水力坡度，在降水井分布范围内宜为$\frac{1}{15}$～$\frac{1}{10}$，降水开始时取 1；

r_0——降水井分布范围的等效半径或降水井排间距的$\frac{1}{2}$，m；

H_{4w}——降水期间的地下水位变幅，m；

H_{5w}——降水井过滤器工作长度，m；

H_{6w}——沉砂管长度，m。

图 10-3 轻型井点降低地下水位全貌图

1—地面；2—水泵房；3—总管；4—弯联管；5—井点管；6—油管；7—原有地下水位线；8—降低后地下水位线；9—基坑；10—将水排放河道或沉淀池

喷射井点系统由喷射井点、高压水泵和管路组成，以压力水为工作源，如图 10-4 所示。当基坑宽度小于 10m 时，井点可作单排布置；当大于 10m 时，可作双排布置；当基坑面积较大时，宜采用环形布置。喷射井点间距2～3m，成孔的孔径常用 ϕ400～600mm。间距 3.0～6.0m，冲孔深度应超过过滤管管底 1.0m。

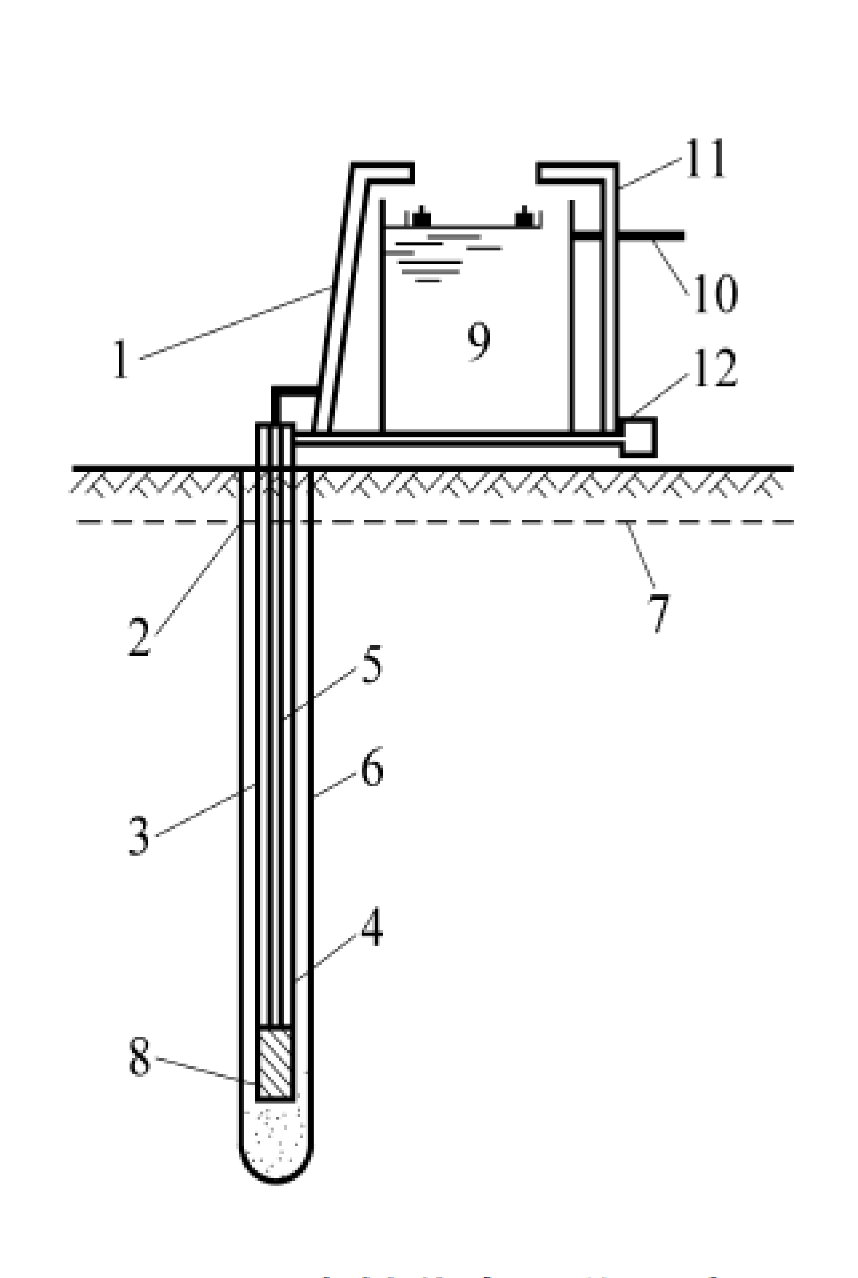


图 10-4 喷射井点工作示意图

1—排水总管；2—黏土封口；3—填砂；4—喷射器；5—给水总管；6—井点管；7—地下水；8—过滤器；9—水箱；10—溢流管；11—调压管；12—水泵

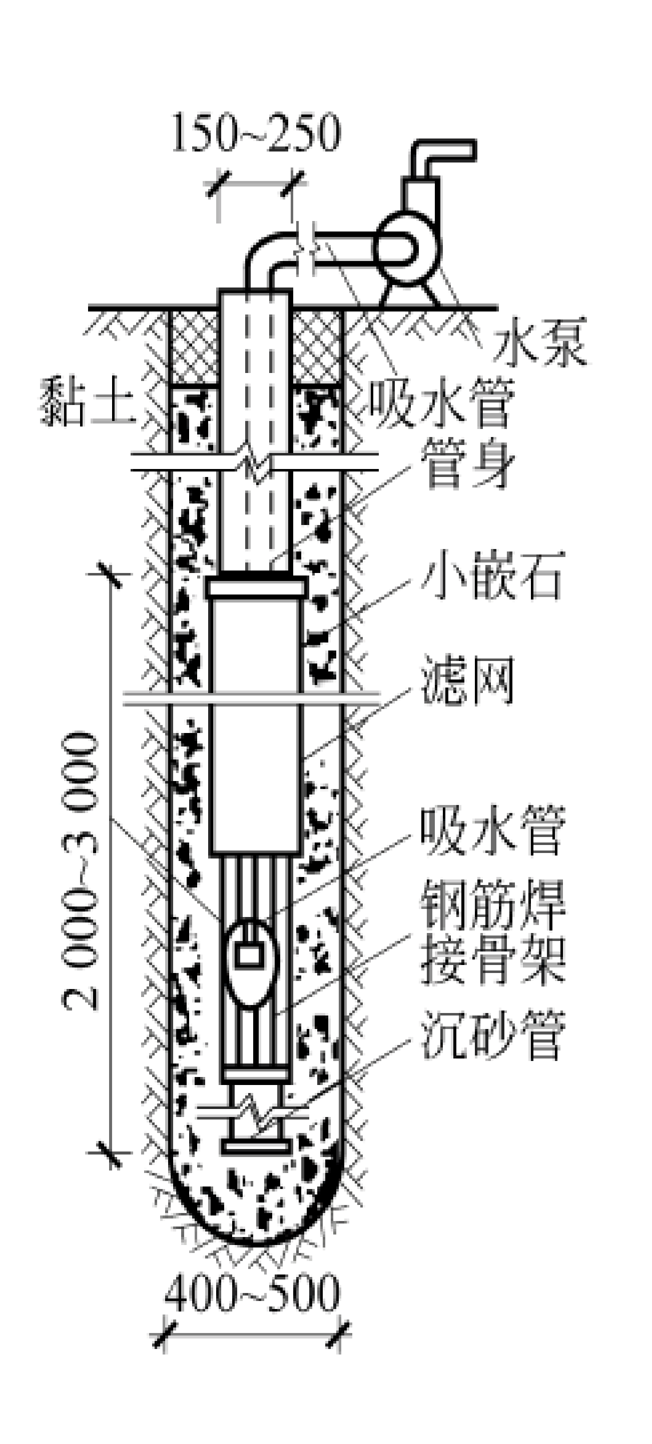


图 10-5 管井井点构造图

（单位：mm）

管井井点系统由井壁管、过滤器、水泵组成，如图 10-5 所示。在坑外每隔一定距离设置一个管井，每个管井单独用一台水泵不断地抽水来降低地下水位。其井点间距为 14～18m，泵吸水口宜高于井底 1.0m 以上。

电渗井点是将井点管井身作阴极，以钢管作阳极，阴、阳极用电线连接成通路，使孔隙水向阴极方向集中产生电渗现象，如图 10-6 所示。阴、阳极两者距离：当采用轻型井点系统时，宜为 0.8～1.0m；当

采用喷射井点系统时，宜为 1.2～1.5m。电压梯度可采用 0.5V/cm，工作电压不宜大于 60V，土中通电时的电流密度宜为 0.5～1.0A/m²。

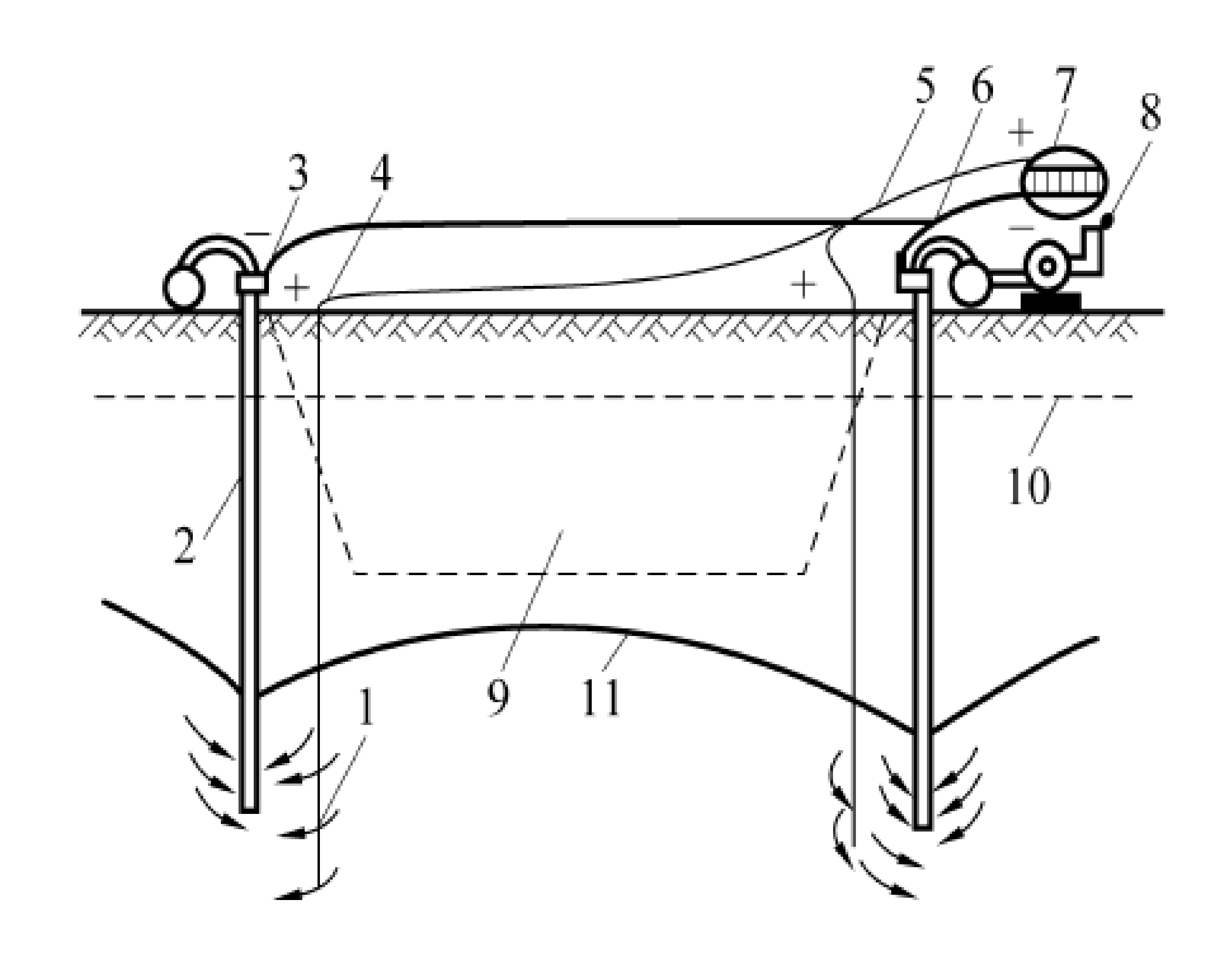


图 10-6　电渗井点布置示意图

1—阳极；2—阴极；3—用扁钢、螺栓或电线将阴极连接；4—用钢筋或电线将阳极连通；5—阳极与电机连接电线；6—阴极与发电机连接电线；7—直流发电机(或直流电焊机)；8—水泵；9—基坑；10—原有地下水位线；11—降水后的水位线

10.3.2　降水工程的平面布置

1. 坑外降水井布置

如果环境要求不高，无止水帷幕，用坑外降水井点布置，见表 10-2。

表 10-2　由渗透系数确定的降水方法

类　型	布　置　简　图	适　用　条　件
单排线状加密	L/20　L　L/20　0.2～1m　<5m	坑宽<6m，降深不超过 6m，一般可用单排井点；沟壕两端部宜使井点间距加密，以利降水
双排线状井点	1～1.5m　>6m	对宽度>6m 基坑沟壕，宜采用双排井点降水；对淤泥质粉质黏土，有时坑宽<6m 亦采用双排井点降水
环形井点系统	1　2　<40m	当基坑宽度<40m 时，可用单环形井点系统；对环形井点应在泵的对面安置一阀，使集水管内水流入泵设备，避免紊流；或将总管在泵对面断开；在环形总长的 1/5 距离，将井点在四角附近加密，以加强降水

续表

类　型	布　置　简　图	适　用　条　件
多环形井点系统		当基坑宽度<40m时，应考虑地质条件，可用多环形井点系统，在中央加一排或多排井点，并布置相应的水流总管和井点泵系统
八角形环圈井点系统		适用于圆形沉井施工，可布设八角形集水管，由45°弯管接头连接井点。图示表明配合上部大开挖，在明挖降低地面高程后，安装井点泵和总管，从而加深降水深度

2. 坑内布置

环境要求高，有止水帷幕(或连续墙)，采用坑内降水，一般用管井(深井)井点效果好。管井(深井)按棋盘点状布置，井距可以通过计算得到，一般为10～20m。

3. 降水井的深度

降水井的深度按照(10-2)计算即可。

10.3.3 基坑总排水量计算

根据基坑的形状将基坑分为两类，当基坑的长度与宽度之比大于10时，为条状基坑；当长宽之比小于10时，称为面状基坑。

1. 面状基坑出水量计算

1) 对于潜水完整井

$$Q_T = 1.366k_v \frac{(2H_0 - S_w)S_w}{\lg R_0 - \lg r_0} \tag{10-3}$$

式中：Q_T——基坑总出水量，m^3/d；

k_v——土竖直向渗透系数，m/d；

H_0——潜水含水层厚度，m；

S_w——基坑设计水位降深值，m；

R_0——影响半径，$R_0=R+r_0$，m；

R——井的影响半径，$R=2S_w\sqrt{H_0R}$；

r_0——基坑范围的引用半径，m。

2）对于承压完整井

$$Q_T = 2.73k\frac{H_m S_w}{\lg R_0 - \lg r_0} \tag{10-4}$$

式中：H_m——承压含水层厚度，m。

如果是多层含水层，则分层计算后相加即可。引用半径 r_0 计算公式如表 10-3。r_0 计算公式中其参数取值见表 10-4、表 10-5。

表 10-3　引用半径 r_0 计算方法

井群平面布置图形	计算公式		说明
矩形		$r_0=\eta\frac{a+b}{4}$ 当 $a/b\geqslant 10$ 时 $r_0=0.25a$	a、b 为基坑的长和宽，η 为系数，查表 10-4 确定
正方形		$r_0=0.59a$	a 为基坑的边长
菱形		$r_0=\eta'\frac{c}{2}$	c 为菱形边长，η' 为系数，查表 10-5 确定
椭圆形		$r_0=\eta\frac{d_1+d_2}{4}$	d_1，d_2 分别为椭圆长轴和短轴长度
不规则的圆形		$r_0=0.565\sqrt{S}$	S 为基坑面积
不规则的多边形		$r_0=\frac{\rho}{2\pi}$	ρ 为多边形周长

表 10-4 系数 η 与 $\frac{b}{a}$ 的关系

b/a	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0
η	1.0	1.0	1.1	1.12	1.14	1.16	1.18	1.18

表 10-5 系数 η' 与菱形内角的关系

菱形内角	0°	18°	36°	54°	72°	90°
η'	1.0	1.06	1.11	1.15	1.17	1.18

2. 条状基坑的出水量计算

1）对于潜水完整井

$$Q_T = kL\frac{H_0^2 - H_w^2}{R_0} \tag{10-5}$$

$$H_w = H_0 - S_w \tag{10-6}$$

式中：L——条状基坑的长度，m；

H_w——抽水前与抽水时含水层厚度的平均值，即基坑动水位至含水层底板深度，m。

2）对于承压完整井

$$Q_T = \frac{2kLH_m S_w}{R_0} \tag{10-7}$$

10.3.4 单井最大出水量计算

①真空井点的出水量按 1.5～2.5m^3/h 选择；②喷射井点的出水量按 4.22～30m^3/h 选择；③管井降水的出水量计算公式按下式计算

$$q_1 = 60\pi dl'\sqrt[3]{k} \tag{10-8a}$$

式中：d——过滤器外径，m；

l'——过滤器淹没段长度，m；

q_1——单井最大允许出水量，m^3/d。

当含水层为软弱土层时，单井可能抽出的抽水量 q_1 计算公式为

$$q_1 = 2.50irkH_0 \tag{10-8b}$$

由于过滤器加工及成井工艺等人为影响，实际工作中常利用现场抽水试验资料求得的单井涌水量。

布设井点的数量是根据基坑总排水量与单井出水量进行试算而确定的。

1. 根据基坑总排水量及设计出水量确定初步布设井数 n

$$n = 1.1\frac{Q_T}{q_1} \tag{10-9}$$

式中：n——初步布设井数；

Q_T——基坑总排水量，m^3/d。

2. 验算井群总出水量是否满足要求

若 $nq_1 > Q_T$，则认为所布的井点数合理；若 $nq_1 < Q_T$，则需要增加布设井数。此时重复 10.3.3 节、10.3.4 节的计算方法，直到计算的井群总出水量大于基坑总排水量时，此井数便是需要的井数。

10.3.5　井点间距计算

井点间距的计算

$$L_r = \frac{L_t}{n_b} \tag{10-10}$$

式中：n_b——初步布设井数；

L_t——沿基坑周边布置降水井的总长度，m。

根据工程输入的基坑的形状和以上求出的布设井点的数量和井点的距离做出降水施工布置图。

10.3.6　降深与降水预测

井点数量、井点间距及排列方式确定后要计算基坑的水位降深，主要计算基坑内抽水影响最小处的水位降深值。对于稳定流干扰井群主要验算基坑中心部位的水位降深值。

1. 面状基坑的水位降深

1）潜水完整井

(1) 非稳定流

$$S_{r,t} = H_0 - \sqrt{H_0^2 - \frac{Q_T \ln\dfrac{2.25a_w t}{(r_1^2 r_2^2 r_3^2 \cdots r_n^2)^{\frac{1}{n}}}}{2\pi k_v}} \tag{10-11}$$

(2) 当 $\dfrac{r_i^2}{4a_w t} \leqslant 0.1$ 时，采用稳定流

$$S_r = H_0 - \sqrt{H_0^2 - \frac{Q_T}{1.366k_v}\left[\lg R_0 - \frac{1}{n}\lg(r_1 r_2 r_3 \cdots r_n)\right]} \tag{10-12}$$

2）承压水完整井

（1）非稳定流

$$S_{r,t}=\frac{Q_T\ln\frac{2.25a_w t}{(r_1^2 r_2^2 r_3^2\cdots r_n^2)^{\frac{1}{n}}}}{4\pi k_v H_m} \tag{10-13}$$

（2）当$\frac{r_i^2}{4at}\leqslant 0.1$时，采用稳定流

$$S_r=\frac{0.366Q_T}{H_m k_v}\left[\lg R_0-\frac{1}{n}\lg(r_1 r_2 r_3\cdots r_n)\right] \tag{10-14}$$

式中：a_w——含水层导压系数，m^2/d；

t——抽水时间，d；

H_m——降水井排出的承压含水层厚度，m；

H_0——潜水含水层厚度，m；

r_i——降水井至任意计算点的距离，m；

k_v——含水层渗透系数，m/d；

R_0——引用影响半径，m；

Q_T——基坑总排水量，m^3/d。

2．条状基坑的水位降深

1）潜水完整井

$$S_x=H-\sqrt{h_{1w}^2+\frac{X}{R}(H^2-h_{1w}^2)} \tag{10-15}$$

2）承压水完整井

$$S_x=H_p-\left(h_{2w}+\frac{H_1-h_{2w}}{R}X\right) \tag{10-16}$$

式中：H_p——承压含水层水头值，m；

h_{1w}——降水井排出的含水层厚度，m；

h_{2w}——降水井排出的承压水水头值，m；

X——任意计算点到井排的距离，m。

经过计算，如果达不到设计水位降深的要求（过大或过小），必须重新调整井点数与井距，重新计算。根据上面的公式，在选择了合适的降水方法后，选定一处（即 $r_1, r_2, \cdots, r_n$ 一定）可以做出水位降深与时间的 S-t 曲线，见图 10-7。

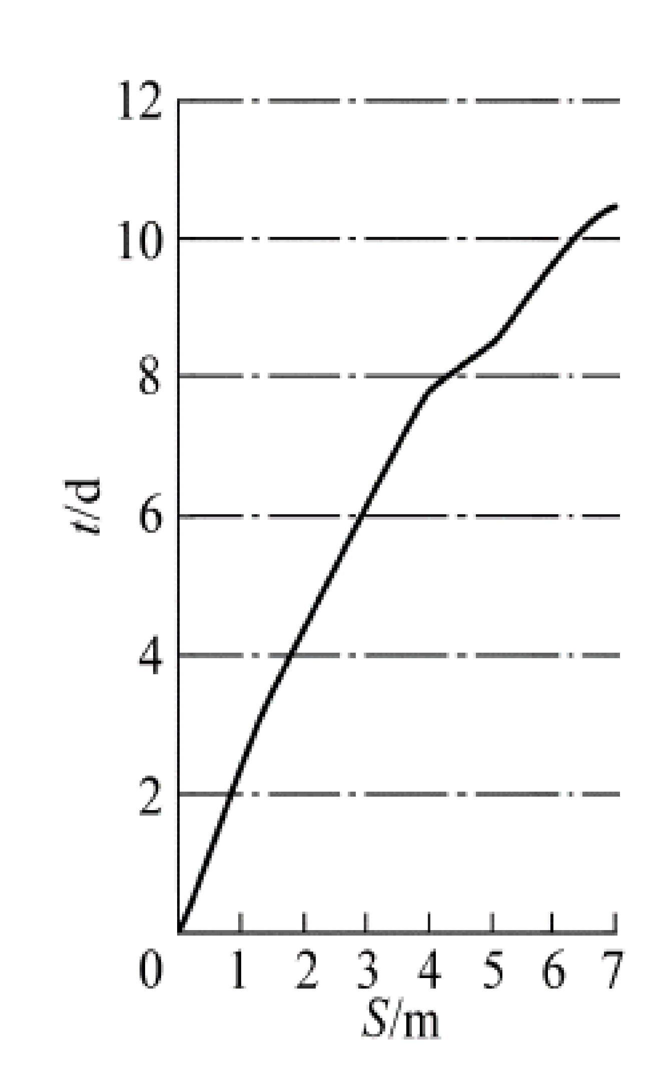


图 10-7 S-t 曲线图

10.3.7 降水观测

降水过程中的观测非常重要，通常有以下几个观测措施。

1. 流量观测

采用流量表来观测，发现流量过大而水位降低缓慢甚至降不下去时应考虑改用流量较大的离心泵；反之，则可改用小泵以免离心泵无水发热并节约电能。

2. 地下水位观测

可用井点管作观测井，在开始抽水时，每隔 4～8h 测一次，以观测整个系统的降水机能；3d 后或降水达到预定标高前，每天观测 1～2 次；地下水位降到预期标高后，可数日或一周测一次，但若遇下雨，特别是暴雨时须加强观测。

10.3.8　井点管拔除

拔除井点管后的孔洞，应立即用砂土填实，对于穿过不透水层进入承压含水层的井管，拔除后应用黏土球填塞封死，杜绝井管位置发生管涌。

当坑底承压水头较高时，井点井管宜保留至底板做完后再拔除。

10.4　地下建筑工程防水设计

10.4.1　设计原则

《地下工程防水技术规范》(GB 50108—2001)规定：地下工程防水的设计与施工应遵循“防、排、截、堵相结合，因地制宜，综合治理”的原则。

“防”即要求隧道衬砌结构具有一定的防水能力，能防止地下水渗入，如采用防水混凝土或塑料防水板等。

“排”即隧道应有排水设施并充分利用，以减少渗水压力和渗水量；但必须注意大量排水后引起的后果，如围岩颗粒流失，降低围岩稳定性或造成当地农田灌溉和生活用水困难等。要求设计时应事先了解当地环境要求，以“限量排放”为原则，结合注浆堵水制定设计方案与措施，妥善处理排水问题。

“截”即隧道顶部如有地表水易于渗漏处或有坑洼积水，应设置截、排水沟和采取消除积水的措施。

“堵”即在隧道施工过程中有渗漏水时，可采用注浆、喷涂等方法堵住；运营后渗漏水地段也可采用注浆、喷涂或用嵌填材料、防水抹面等方法堵水。

隧道防排水工作应结合水文地质条件、施工技术水平、工程防水等级、材料来源和成本等，因地制宜选择合适的方法，以达到防水可靠、排水通畅、线路基床底部无积水、经济合理，最终保障结构物和设备的正常使用及行车安全。

地下工程一般属大型构筑物，长期处于地下，时刻受地下水的渗透作用，防水问题能否有效地解决不仅影响工程本身的坚固性和耐久性，而且直接影响工程的正常使用。防排结合的提法仅限隧道处于贫水稳定的地层、围岩渗透系数小、可允许限排、因结构排水不致对周围环境造成不良影响的情况；反

之，当围岩渗透系数大，使用机械排除工程内部渗漏水需要耗费大量能源和费用，且大量的排水还可能引起地面和地面建筑物不均匀沉降和破坏，这种情况则不允许排。“刚柔结合，多道防线”，其出发点是从材料角度要求在地下工程中刚性防水材料和柔性防水材料结合使用。多道设防是针对地下工程的特点与要求，通过防水材料和构造措施，在各道设防中发挥各自的作用，达到优势互补、综合设防的要求，以确保地下工程防水和防腐的可靠性，从而提高结构的使用寿命。实际上，目前地下工程结构主体不仅采用了防水混凝土，同时也使用了柔性防水材料。“因地制宜，综合治理”，是指勘察、设计、施工、管理和维护保养各个环节都要考虑防水要求，应根据工程及水文地质条件、隧道衬砌的形式、施工技术水平、工程防水等级、材料来源和价格等因素，因地制宜地选择相适应的防水措施。

总之，地下工程因其种类、使用功能、所处的区域和环境保护要求等的不同，防水设计原则有所不同。

10.4.2 设计要求

(1) 防水设计应定级准确、方案可靠、施工简便、经济合理。

(2) 地下工程的防水必须从工程规划、结构设计、材料选择、施工工艺等方面统筹考虑。

(3) 地下工程的钢筋混凝土结构应采用防水混凝土。

(4) 地下工程的变形缝、施工缝、诱导缝、后浇带、穿墙管(盒)、预埋件、预留通道接头、桩头等细部构造应加强防水措施。

(5) 地下工程的排水管沟、地漏、出入口、窗井、风井等，应有防倒灌措施，寒冷及严寒地区的排水沟应有防冻措施。

(6) 地下工程防水设计，应根据工程的特点和需要搜集下列资料：

① 最高地下水位的高程及出现的年代，近几年的实际水位高程和随季节变化情况；

② 地下水类型、补给来源、水质、流量、流向、压力；

③ 工程地质构造，包括岩层走向、倾角、节理及裂隙，含水地层的特性、分布情况和渗透系数，溶洞及陷穴，填土区、湿陷性土和膨胀土层等情况；

④ 历年气温变化情况、降水量、地层冻结深度；

⑤ 区域地形、地貌、天然水流、水库、废弃坑井及地表水、洪水和给水排水系统资料；

⑥ 工程所在区域的地震烈度、地热，含瓦斯等有害物质的资料；

⑦ 施工技术水平和材料来源。

(7) 地下工程防水设计应包括以下五方面内容：

① 防水等级和设防要求；

② 防水混凝土的抗渗等级和其他技术指标、质量保证措施；

③ 柔性防水层选用的材料及其技术指标、质量保证措施；

④ 工程细部构造的防水措施，选用的材料及其技术指标，质量保证措施；

⑤ 工程的防排水系统，地面挡水、截水系统及工程各种洞口的防倒灌措施。

10.4.3　地下工程防水等级与设防要求

1. 地下工程的防水等级

《地下工程防水技术规范》规定：地下工程的防水等级分为四级，各级的标准应符合表 10-7 的规定。

表 10-7　地下工程防水等级标准

防水等级	标　　准
一　级	不允许渗水，结构表面无湿渍
二　级	不允许漏水，结构表面可有少量湿渍： 工业与民用建筑：总湿渍面积不应大于总防水面积（包括顶板、墙面、地面）的 1/1 000；任意 $100m^2$ 防水面积上的湿渍不超过 1 处，单个湿渍的最大面积不大于 $0.1m^2$； 其他地下工程：总湿渍面积不应大于总防水面积的 6/1 000；任意 $100m^2$ 防水面积上的湿渍不超过 4 处，单个湿渍的最大面积不大于 $0.2m^2$
三　级	有少量漏水点，不得有线流和漏泥砂： 任意 $100m^2$ 防水面积上的漏水点数不超过 7 处，单个漏水点的最大漏水量不大于 2.5L/d，单个湿渍的最大面积不大于 $0.3m^2$
四　级	有漏水点，不得有线流和漏泥砂： 整个工程平均漏水量不大于 $2L/(m^2 \cdot d)$；任意 $100m^2$ 防水面积的平均漏水量不大于 $4L/(m^2 \cdot d)$

各类地下工程的防水等级，应根据工程的重要性和使用中对防水的要求按表 10-8 选定。

表 10-8　不同防水等级的适用范围

防水等级	适　用　范　围
一　级	人员长期停留的场所，因有少量湿渍会使物品变质、失效的储物场所及严重影响设备正常运转和危及工程安全运营的部位，极重要的战备工程
二　级	人员经常活动的场所，在有少量湿渍的情况下不会使物品变质、失效的储物场所及基本不影响设备正常运转和工程安全运营的部位，重要的战备工程
三　级	人员临时活动的场所，一般战备工程
四　级	对渗漏水无严格要求的工程

2. 地下工程的防水设防要求

地下工程的防水设防要求应根据使用功能、结构形式、环境条件、施工方法及材料性能等因素合理确定：

(1) 明挖法地下工程的防水设防要求应按表 10-9 选用；

(2) 暗挖法地下工程的防水设防要求应按表 10-10 选用；

(3) 处于侵蚀性介质中的地下工程，应采用耐侵蚀的防水混凝土、防水砂浆、卷材或涂料等防水材料；

(4) 处于冻土层中的混凝土结构，其混凝土抗冻融循环不得少于 100 次；

(5) 结构刚度较差或受振动作用的工程，应采用卷材、涂料等柔性防水材料。

表 10-9　明挖法地下工程防水设防

工程部位	主体						施工缝					后浇带				变形缝、诱导缝						
防水措施	防水混凝土	防水砂浆	防水卷材	防水涂料	塑料防水板	金属板	遇水膨胀止水条	中埋式止水带	背贴式止水带	外抹防水砂浆	外涂防水涂料	膨胀混凝土	遇水膨胀止水条	背贴式止水带	防水嵌缝材料	中埋式止水带	背贴式止水带	可卸式止水带	防水嵌缝材料	外贴防水卷材	外涂防水涂料	遇水膨胀止水条
防水等级 一级	应选	应选一至二种					应选二种					应选	应选二种			应选	应选二种					
防水等级 二级	应选	应选一种					应选一至二种					应选	应选一至二种			应选	应选一至二种					
防水等级 三级	应选	宜选一种					宜选一至二种					应选	宜选一至二种			应选	宜选一至二种					
防水等级 四级	宜选						宜选一种					应选	宜选一种			应选	宜选一种					

表 10-10　暗挖法地下工程防水设防

工程部位	主体				内衬砌施工缝					内衬砌变形缝、诱导缝			
防水措施	复合式衬砌	离壁式衬砌、衬套	贴壁式衬砌	喷射混凝土	背贴式止水带	遇水膨胀止水条	防水嵌缝材料	中埋式止水带	外涂防水涂料	中埋式止水带	背贴式止水带	可卸式止水带	防水嵌缝材料
防水等级 一级	应选一种				应选二种					应选	应选二种		
防水等级 二级	应选一种				应选一至二种					应选	应选一至二种		
防水等级 三级			应选一种		宜选一至二种					应选	宜选一种		
防水等级 四级			应选一种		宜选一种					应选	宜选一种		

防水混凝土是指以调整配合比或掺用外加剂的办法增加混凝土自身抗渗性能的一种混凝土。隧道衬砌常用的防水混凝土有以下两类：

(1) 普通防水混凝土。普通防水混凝土是指以控制水灰比，适当调整含砂率和水泥用量的方法来提高其密实性及抗渗性的一种混凝土，其配合比需经过抗压强度及抗渗性能试验后有关规定要求施工。

(2) 外加剂防水混凝土。在混凝土中掺入适量的外加剂，如引气剂、减水剂或密实剂等使其达到防水的要求。这种防水混凝土施工较为方便，若使用得当，一般能满足隧道衬砌的防水要求。

当衬砌处于侵蚀性地下水环境中，混凝土的耐侵蚀系数不应小于 0.8。

混凝土的耐侵蚀系数按下式计算，即

$$N_s = f_{ws}/f_{wy} \tag{10-17}$$

式中：N_s——混凝土的耐侵蚀系数；

f_{ws}——在侵蚀性水中养护 6 个月的混凝土试块抗折强度，kPa；

f_{wy}——在饮用水中养护 6 个月的混凝土试块抗折强度，kPa。

防水混凝土的设计抗渗等级，应符合表 10-11 的规定。

表 10-11　防水混凝土设计抗渗等级

工程埋置浓度/m	设计抗渗等级(标号)	工程埋置深度/m	设计抗渗等级(标号)
＜10	S6	20～30	S10
10～20	S8	30～40	S12

注：① 本表适用于Ⅳ、Ⅴ级围岩(土层及软弱围岩)；
② 山岭隧道防水混凝土的抗渗等级可按铁路、公路隧道设计规范执行。

混凝土的抗渗标号是以每组 6 个试件中 4 个未发现有渗水现象时的最大水压力表示。抗渗标号按下式计算，即

$$S_{con}=10H-1 \tag{10-18}$$

式中：S_{con}——混凝土抗渗标号；

H——第三个试块顶面开始有渗水时的水压力，MPa。

10.5　地下建筑防水材料

10.5.1　卷材防水层

卷材防水层适用于受侵蚀性介质作用或受振动作用的地下工程。卷材防水层应铺设在混凝土结构主体的迎水面上；用于建筑物地下室的卷材防水层应铺设在结构主体底板垫层至墙体顶端的基面上，在外围形成封闭的防水层。

卷材防水层为一层或二层。高聚物改性沥青防水卷材厚度不应小于 3mm，单层使用时，厚度不应小于 4mm；双层使用时，总厚度不应小于 6mm。合成高分子防水卷材单层使用时，厚度不应小于 1.5mm；双层使用时，总厚度不应小于 2.4mm。

卷材防水层应选用高聚物改性沥青类或合成高分子类防水卷材并符合下列规定：

(1) 卷材外观质量、品种规格应符合现行国家标准或行业标准；

(2) 卷材及其胶黏剂应具有良好的耐水性、耐久性、耐刺穿性、耐腐蚀性和耐菌性；

(3) 高聚物改性沥青防水卷材的主要物理性能应符合表 10-12 的要求；

表 10-12　高聚物改性沥青防水卷材的主要物理性能

<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="2">项　目</th><th colspan="3">性　能　要　求</th></tr>
<tr><th>聚酯毡胎体卷材</th><th>玻纤毡胎体卷材</th><th>聚乙烯膜胎体卷材</th></tr>
<tr><td rowspan="3">拉伸性能</td><td rowspan="2">拉力/(N/50mm)</td><td rowspan="2">≥800(纵横向)</td><td>≥500(纵向)</td><td>≥140(纵向)</td></tr>
<tr><td>≥300(横向)</td><td>≥120(横向)</td></tr>
<tr><td>最大拉力时延伸率/%</td><td>≥40(纵横向)</td><td></td><td>≥250(纵横向)</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="2">低温柔度/℃</td><td colspan="3">≤−15</td></tr>
<tr><td colspan="3">厚 3mm，r=15mm；厚 4mm，r=25mm；3S，弯 180°，无裂纹</td></tr>
<tr><td colspan="2">不透水性</td><td colspan="3">压力为 0.3MPa，保持时间为 30min，不透水</td></tr>
</table>

(4) 合成高分子防水卷材的主要物理性能应符合表 10-13 的要求。

表 10-13 合成高分子防水卷材的主要物理性能

项目	性能要求				
	硫化橡胶类		非硫化橡胶类	合成树脂类	纤维胎增强类
	JL_1	JL_2	JF_3	JS_1	
拉伸强度/MPa	≥8	≥7	≥5	≥8	≥8
断裂伸长率/%	≥450	≥400	≥200	≥200	≥10
低温弯折性/℃	−45	−40	−20	−20	−20
不透水性	压力为 0.3MPa,保持时间为 30min,不透水				

10.5.2 涂料防水层

涂料防水层包括无机防水涂料和有机防水涂料。无机防水涂料可选用水泥基防水涂料、水泥基渗透结晶型涂料。有机涂料可选用反应型、水乳型、聚合物水泥防水涂料。

无机防水涂料宜用于结构主体的背水面,有机防水涂料宜用于结构主体的迎水面。用于背水面的有机防水涂料应具有较高的抗渗性,且与基层有较强的黏结性。

水泥基防水涂料的厚度宜为 1.5~2.0mm;水泥基渗透结晶型防水涂料的厚度不应小于 0.8mm;有机防水涂料根据材料的性能,厚度宜为 1.2~2.0mm。

无机防水涂料、有机防水涂料的性能指标应符合表 10-14、表 10-15 的规定。

表 10-14 无机防水涂料的性能指标

涂料种类	抗折强度/MPa	黏结强度/MPa	抗渗性/MPa	冻融循环
水泥基防水涂料	>4	>1.0	>0.8	>D50
水泥基渗透结晶型防水涂料	≥3	≥1.0	>0.8	>D50

表 10-15 有机防水涂料的性能指标

涂料种料	可操作时间/min	潮湿基面黏结强度/MPa	抗渗性/MPa			浸水 168h 后拉伸强度/MPa	浸水 168h 后断裂伸长率/%	耐水性/%	表干/h	实干/h
			涂膜/30min	砂浆迎水面	砂浆背水面					
反应型	≥20	≥0.3	≥0.3	≥0.6	≥0.2	≥1.65	≥300	≥80	≤8	≤24
水乳型	≥50	≥0.2	≥0.3	≥0.6	≥0.2	≥0.5	≥350	≥80	≤4	≤12
聚合物水泥	≥30	≥0.6	≥0.3	≥0.8	≥0.6	≥1.5	≥80	≥80	≤4	≤12

注:① 浸水 168h 后的拉伸强度和断裂延伸率是在浸水取出后只经擦干即进行试验所得的值;
② 耐水性指标是指材料浸水 168h 后取出擦干即进行试验其黏结强度及抗渗性的保持率。

10.5.3 塑料防水板防水层

塑料防水板可选用乙烯—醋酸乙烯共聚物(EVA)、乙烯—沥青共聚物(ECB)、聚氯乙烯(PVC)、高密度聚乙烯(HDPE)、低密度聚乙烯(LDPE)类或其他性能相近的材料。

塑料防水板应符合下列规定：

(1) 幅宽宜为 2～4m；

(2) 厚宽宜为 1～2mm；

(3) 耐刺穿性好；

(4) 耐久性、耐水性、耐腐蚀性、耐菌性好；

(5) 塑料防水板物理力学性能应符合表 10-16 的规定。

表 10-16　塑料防水板物理力学性能

项目	拉伸强度/MPa	断裂延伸率/%	热处理时变化率/%	低温弯折性	抗渗性
指标	≥12	≥200	≤2.5	−20℃无裂纹	0.2MPa 24h 不透水

防水板应在初期支护基本稳定并经验收合格后进行铺设。

铺设防水板的基面应平整，无尖锐物。基面平整度应符合 $D/L=1/10$～$1/6$ 的要求。其中，D 为初其支护基面相邻两凸面间凹进去的深度，L 为初其支护基面相邻两凸面间的距离。

铺设防水板前应先铺缓冲层。缓冲层应用暗钉圈固定在基面上(无钉孔敷设)，如图 10-8 所示。

铺设防水板时，边铺边将其与暗钉圈焊接牢固。两幅防水板的搭接宽度应为 100mm，搭接缝应为双焊缝，单条焊缝的有效焊接宽度不应小于 10mm，焊接严密，不得焊焦焊穿。环向铺设时，先拱后墙，下部防水板应压住上部防水板。

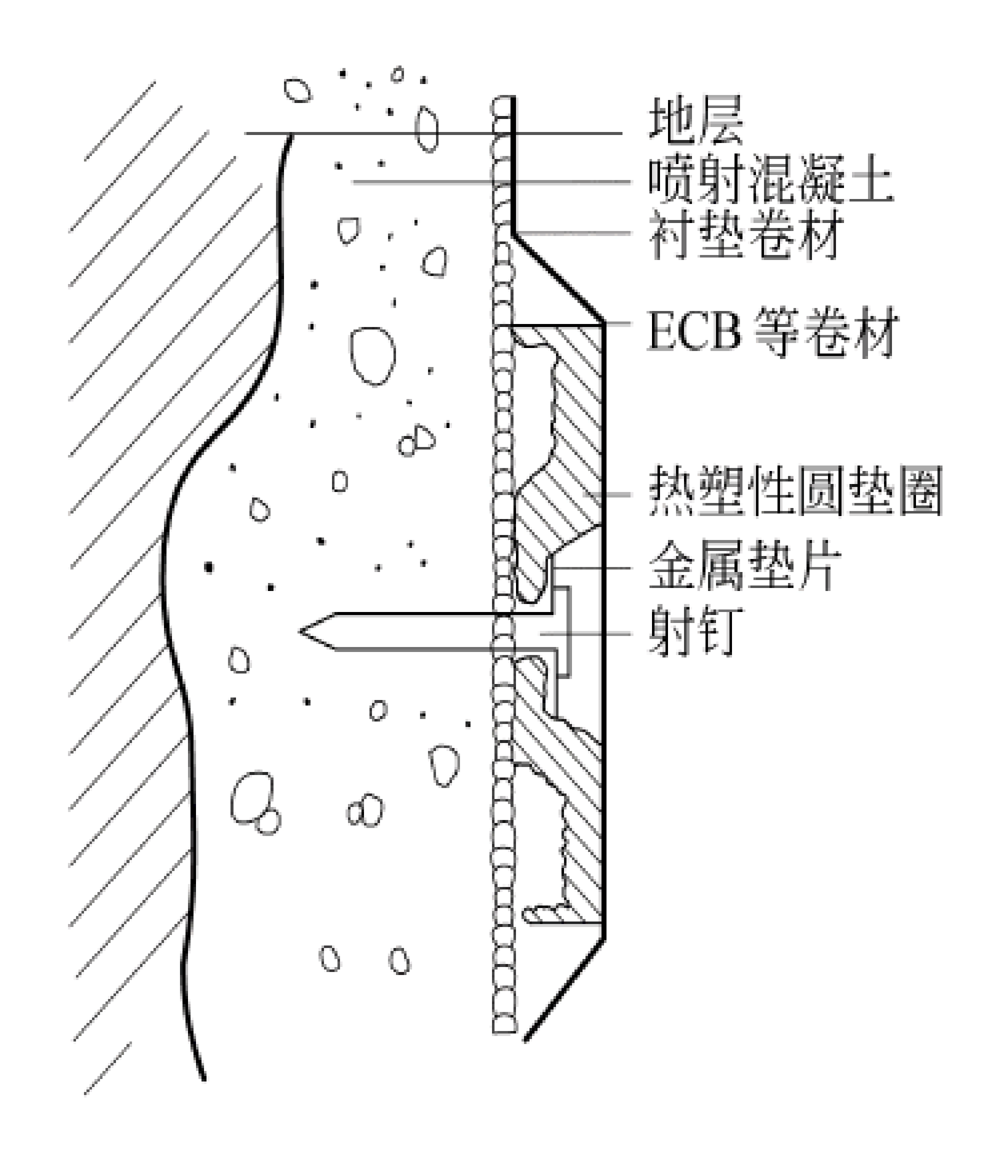


图 10-8　塑料防水板无钉孔敷设

10.5.4　膨润土板(毯)防水层

用膨润土板(毯)做地下工程防水层最多的是美国、加拿大、日本、韩国、新加坡、马来西亚等国家。韩国五个城市近几年修建的地铁和垃圾填埋场几乎百分之百用膨润土板(毯)防水。

膨润土(bentonite)的矿物学名称叫蒙脱石(montmorillonite)，是天然的纳米材料。因其具有高度的水密实性和自我修补、自愈合功能，在理论上是最接近于完美的防水材料。

1) 膨润土板(毯)的四种特性

(1) 密实性。天然钠基膨润土在水压状态下形成凝胶隔膜，在约 5mm 的时候，它的透水系数小于 10^{-9}cm/s，几近不透水。

(2) 自保水性。天然钠基膨润土在和水反应的时候，因为 13～16 倍膨胀力的作用，混凝土结构物的 2mm 以内的裂纹会自我补修填补，从而继续维持其防水能力。

(3) 永久性。因为天然钠基膨润土是天然无机矿物质，所以不会出现因为时间的增长而经常发生的老化或者腐蚀现象，也不会发生化学性质的变化，所以具有永久的防水性能。

(4) 环保性。膨润土是天然无机矿物质，不会污染地下水。

2) 使用膨润土防水的基本条件

(1) 只有在密闭的空间(有压力)才能防水。如果密实度(一般 85%以上)不够，膨润土不能正常发

挥自己的作用，密实度可以用填充的方法解决。填充时要求压力一般为1.4～2.0kPa(139～200kg/m²)。另外，对密实度的要求条件中，在膨润土防水剂和结构物之间不能有影响密实度的其他物质。

(2) 与水接触后发挥防水性能。膨润土只有和水接触才会水化膨胀并形成凝胶体，所以必须要有水。有时在施工完膨润土防水层后，将为了防止水化而设的保养薄膜去掉；有时也有提前让其和水接触，让其提前形成胶体。

(3) 膨润土和结构的结合。膨润土在特性上要求和结构物接触才会在结构物表面上形成胶体隔膜，从而达到防水的目的。

10.6　地下建筑混凝土结构防水

10.6.1　变形缝防水

1. 一般规定

(1) 变形缝应满足密封防水、适应变形、施工方便、检修容易等要求。

(2) 用于伸缩的变形缝宜不设或少设，可根据不同的工程结构类别及工程地质情况采用诱导缝、加强带、后浇带等替代措施。

(3) 变形缝处混凝土结构的厚度不应小于300mm。

2. 变形缝防水设计

(1) 用于沉降的变形缝其最大允许沉降差值不应大于30mm。当计算沉降差值大于30mm时，应在设计时采取措施。

(2) 用于沉降的变形缝的宽度宜为20～30mm，用于伸缩的变形缝的宽度宜小于此值。

(3) 变形缝的防水措施可根据工程开挖方法、防水等级按表10-9、表10-10选用，变形缝的几种复合防水构造形式如图10-9～图10-11所示。

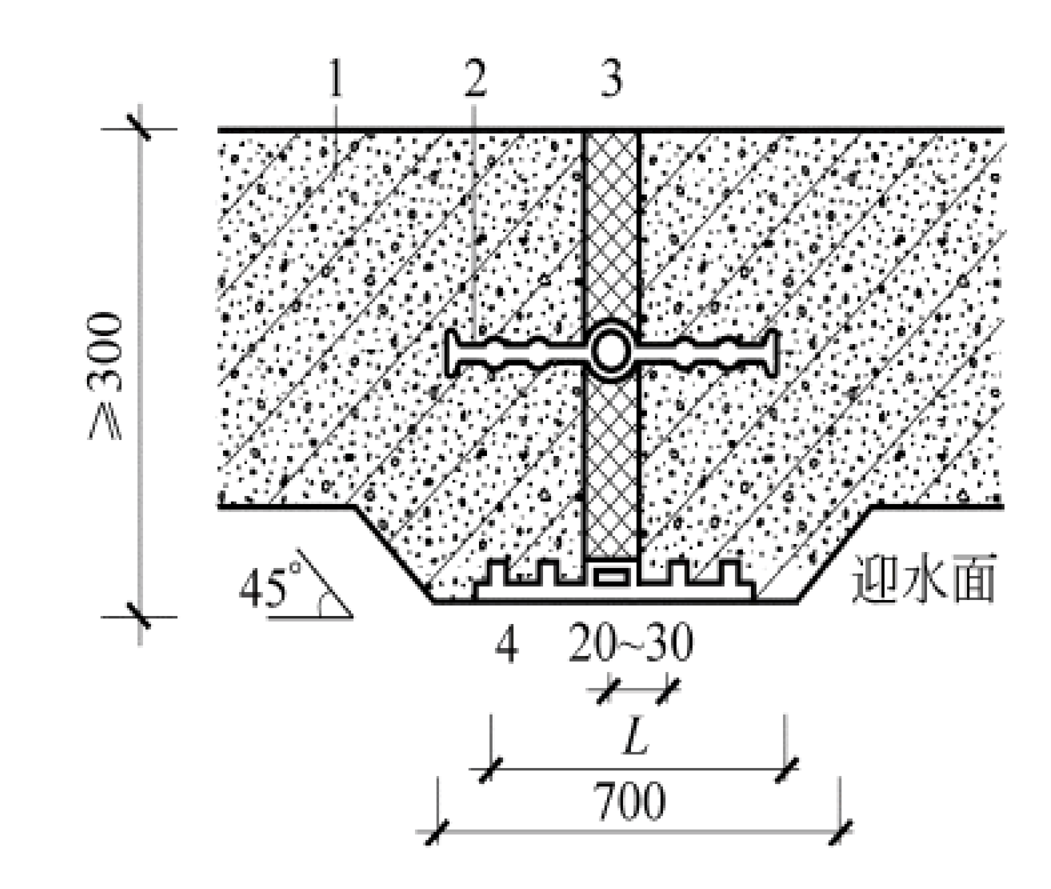


图10-9　中埋式止水带与背贴止水带复合使用(单位：mm)

1—混凝土结构；2—中埋式止水带；3—填缝材料；4—背贴止水带。其中，背贴式止水带 $L \geqslant 300$，外贴防水卷材 $L \geqslant 400$，外涂防水涂层 $L \geqslant 400$

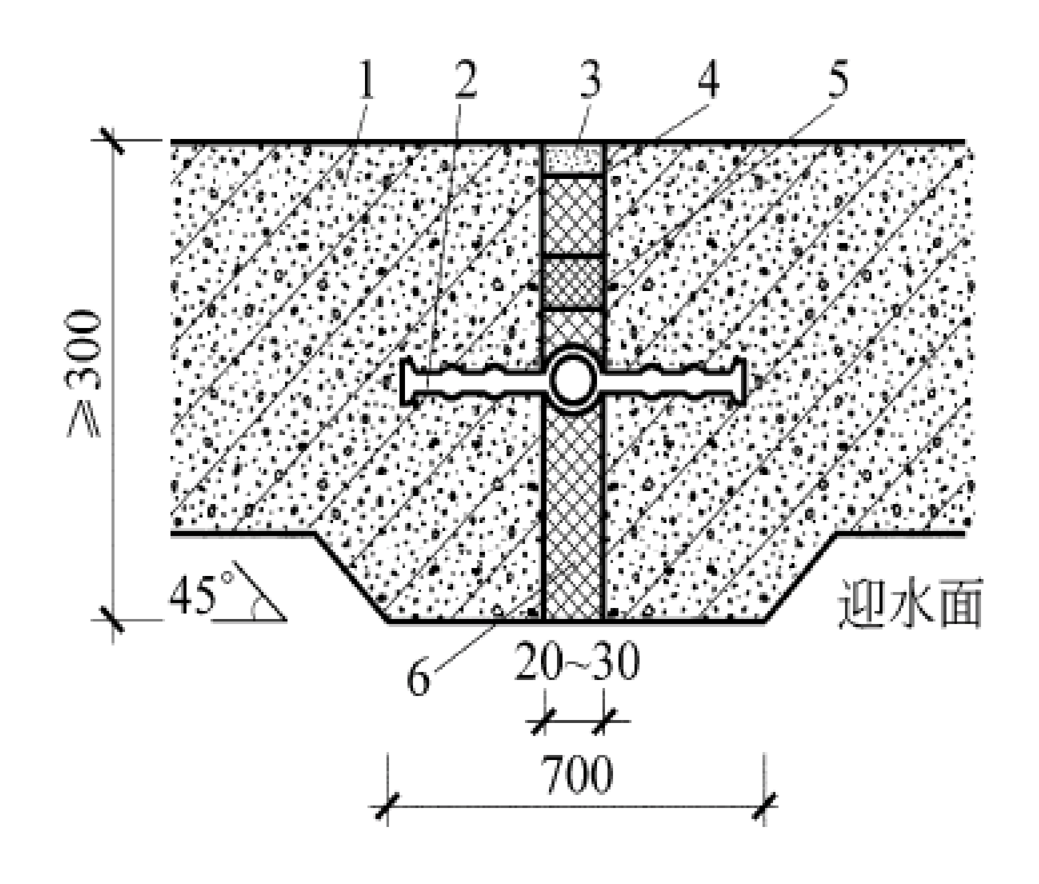


图10-10　中埋式止水带与遇水膨胀橡胶条、嵌缝材料复合使用(单位：mm)

1—混凝土结构；2—中埋式止水带；3—嵌缝材料；4—背衬材料；5—遇水膨胀橡胶条；6—填缝材料

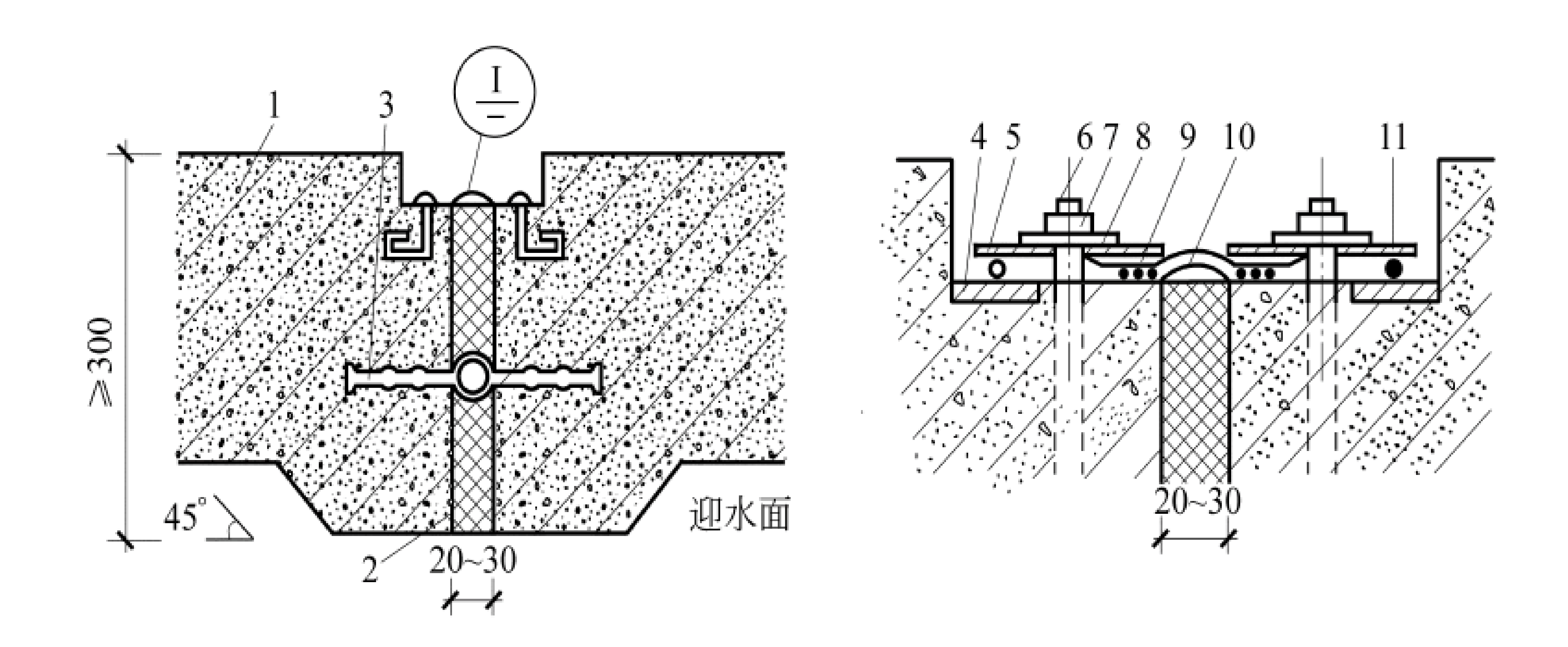


图 10-11　中埋式止水带与可卸式止水带复合使用(单位：mm)

1—混凝土结构；2—填缝材料；3—中埋式止水带；4—预埋钢板；5—紧固体压板；6—预埋螺栓；7—螺母；8—垫围；9—紧固件压块；10—Ω 型止水带；11—紧固件圆钢

(4) 对环境温度高于 50℃处的变形缝，可采用 2mm 厚的紫铜片或 3mm 厚不锈钢等金属止水带，其中间呈圆弧形，如图 10-12 所示。

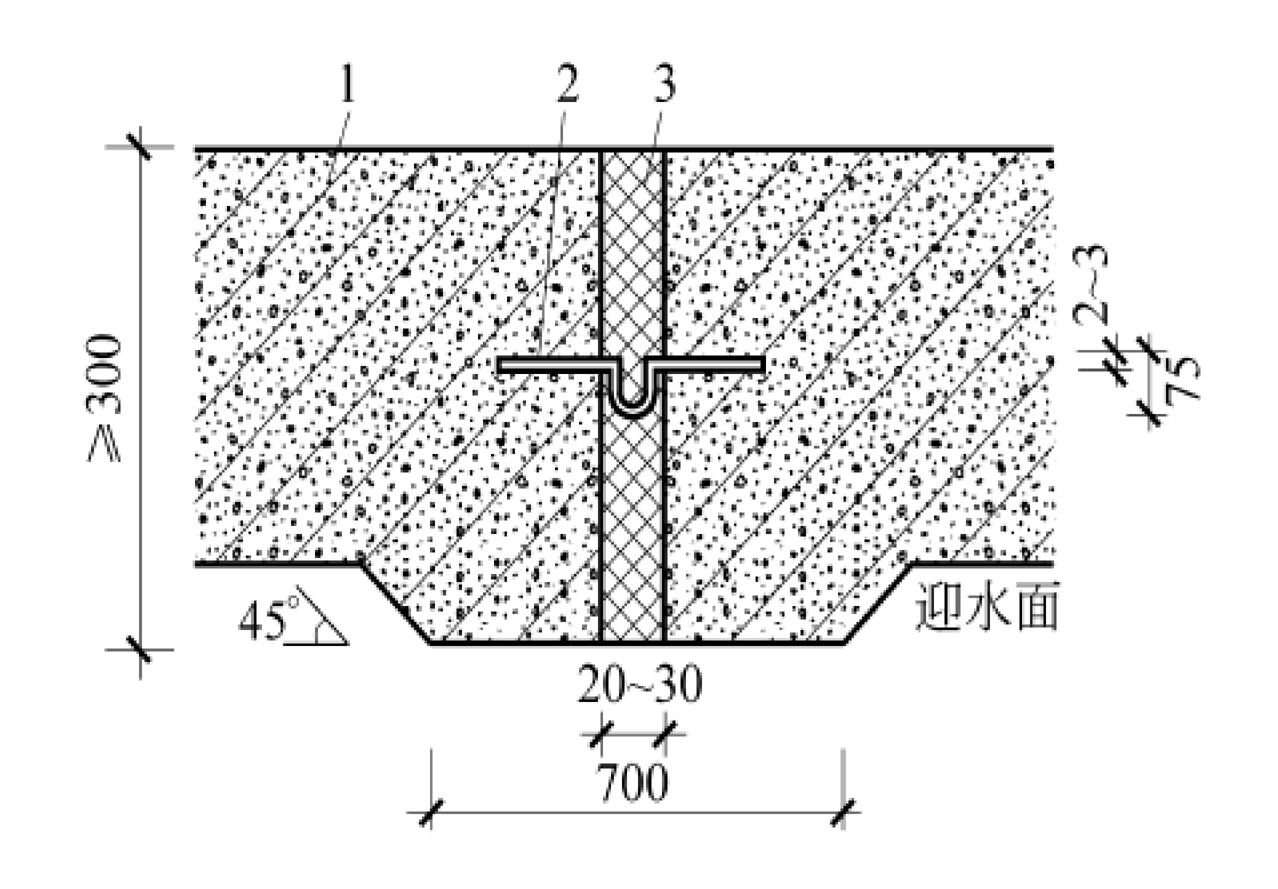


图 10-12　中埋式金属止水带(单位：mm)

1—混凝土结构；2—金属止水带；3—填缝材料

(5) 变形缝使用的钢边橡胶止水带的物理力学性能应符合表 10-17 的规定。

表 10-17　钢边橡胶止水带的物理力学性能

项目	硬度/邵氏 A	拉伸强度/MPa	扯断伸长率/%	压缩永久变形(70℃×24h)%	扯裂强度/(N/mm)	热老化性能(70℃×168h)			拉伸永久变形(70℃×24h 拉伸 100%)	橡胶与钢带黏合试验	
						硬度变化/邵氏 A	拉伸强度/MPa	扯断伸长率/%		破坏类型	黏合强度/MPa
性能指标	62±5	≥18.0	≥400	≤35	≥35	≤+8	≥16.2	≥320	≤20	橡胶破坏(R)	≥6

10.6.2　施工缝防水构造

施工缝防水的三种构造形式如图 10-13～图 10-15 所示。施工缝的施工应符合下列规定：

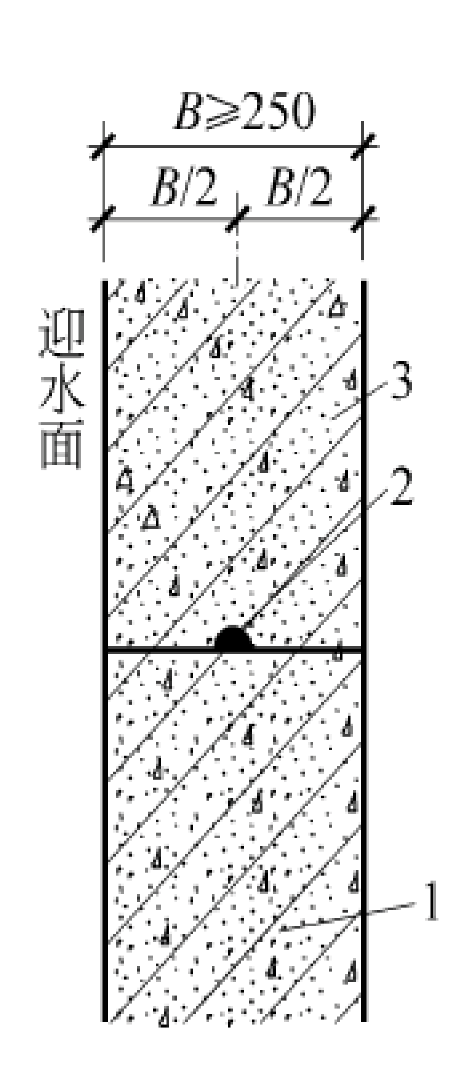


图 10-13 施工缝防水基本构造(一)(单位:mm)

1—先浇混凝土;2—遇水膨胀止水条;3—后浇混凝土

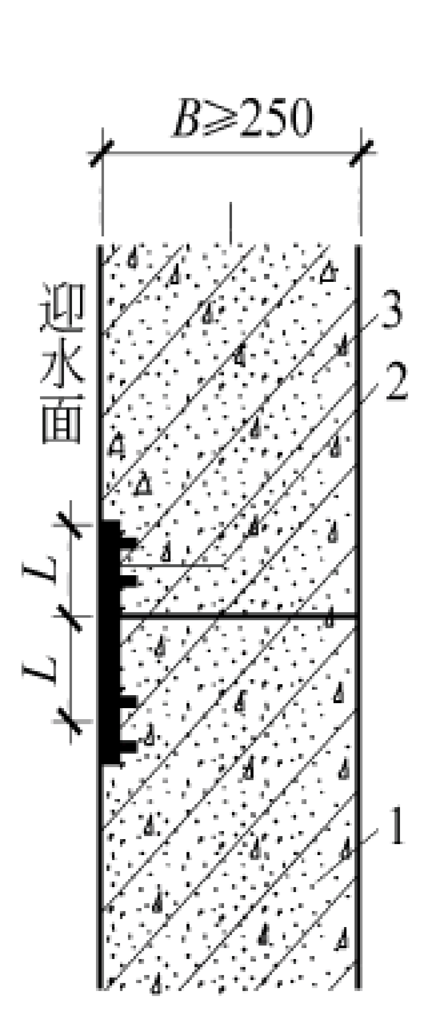


图 10-14 施工缝防水基本构造(二)(单位:mm)

1—先浇混凝土;2—背贴止水带;3—后浇混凝土。背贴止水带 $L\geqslant150$,外涂防水涂料 $L=200$,外抹防水砂浆 $L=200$

(1) 水平施工缝浇筑混凝土前应将其表面浮浆和杂物清除,铺水泥砂浆或涂刷混凝土界面处理剂并及时浇筑混凝土;

(2) 垂直施工缝浇筑混凝土前应将其表面清理干净,涂刷界面处理剂并及时浇筑混凝土;

(3) 施工缝采用遇水膨胀橡胶止水条止水时,应将止水条牢固地安装在缝表面预留凹槽内;

(4) 施工缝采用中埋式止水带止水时,应确保止水带位置准确、固定牢靠。

图 10-15 施工缝防水基本构造(三)(单位:mm)

1—先浇混凝土;2—中埋止水带;3—后浇混凝土。其中,钢板止水带 $L\geqslant100$,橡胶止水带 $L\geqslant125$,钢边橡胶止水带 $L\geqslant120$

10.6.3 后浇带防水

后浇带应设在受力和变形较小的部位,间距宜为 30~60m,宽度宜为 700~1 000mm。后浇带可做成平直缝,结构主筋不宜在缝中断开,如必须断开,则主筋搭接长度应大于 45 倍主筋直径,并应按设计要求加设附加钢筋。后浇带的防水构造如图 10-16~图 10-18 所示。

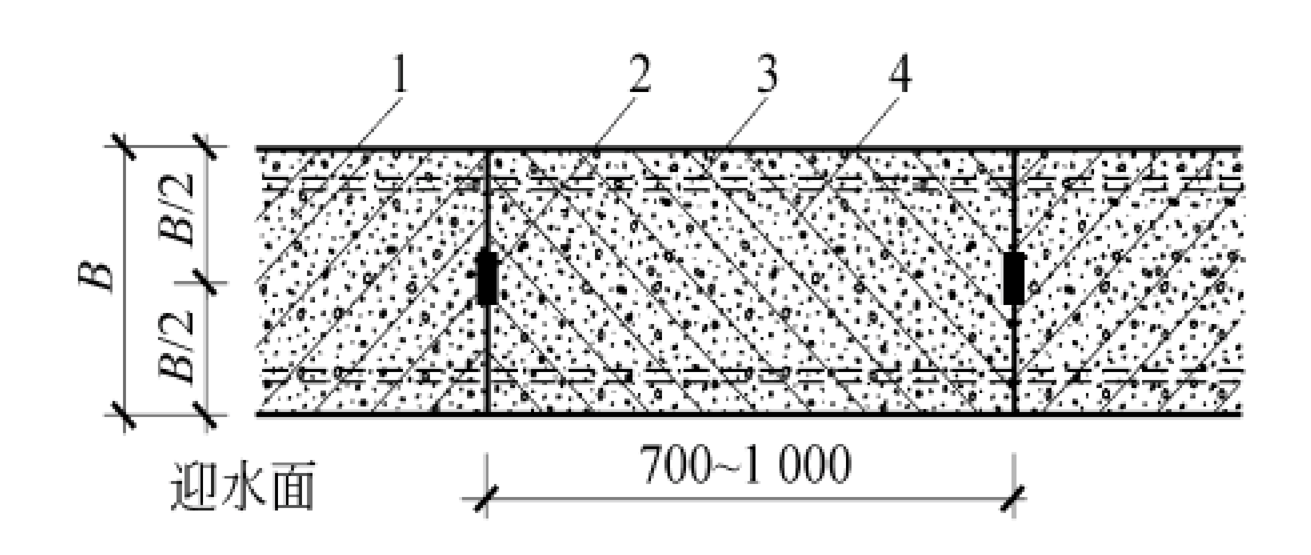


图 10-16 后浇带防水构造(一)(单位:mm)

1—先浇混凝土;2—遇水膨胀止水条;3—结构主筋;4—后浇补偿收缩混凝土

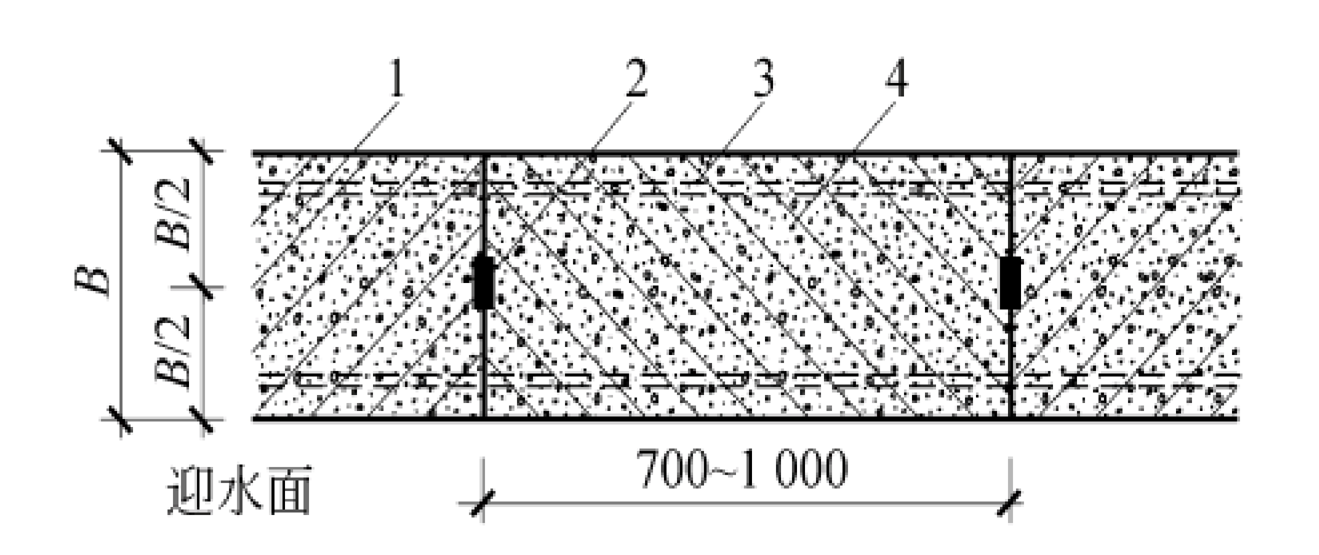


图 10-17 后浇带防水构造(二)(单位：mm)

1—先浇混凝土；2—结构主筋；3—背贴式止水带；4—后浇补偿收缩混凝土

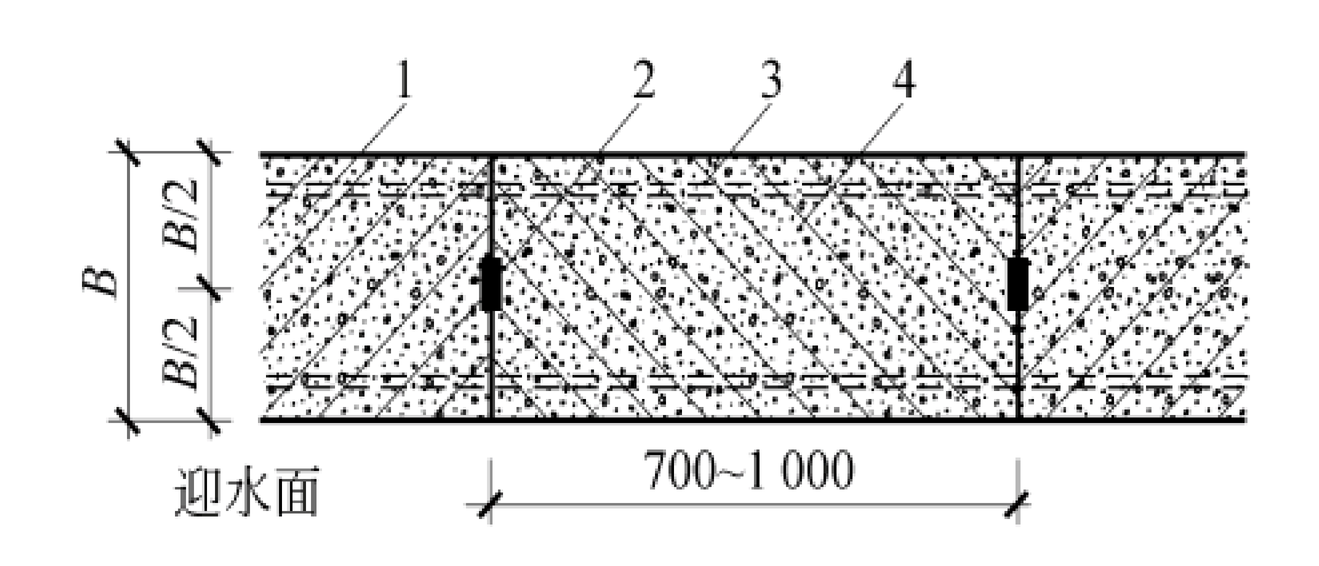


图 10-18 后浇带防水构造(三)(单位：mm)

1—先浇混凝土；2—遇水膨胀止水条；3—结构主筋；4—后浇补偿收缩混凝土

10.7 地下建筑工程环境保护

10.7.1 环境、环境问题及环境保护

《中华人民共和国环境保护法》对环境的定义是：人类生存和发展的各种天然的和经过人工改造的自然因素的总体，包括大气、水、土地、矿藏、森林、草原、野生生物、自然遗迹、人文遗迹、自然保护区、风景名胜区、生活居住区等环境要素。因此，按照环境的不同要素可以把环境分为：大气环境、水环境(包括海洋环境、湖泊环境和水域环境等)、土壤环境、生物环境(包括森林环境和草原环境等)、地质环境。

人类活动对环境的影响表现在两个方面，一是对环境质量的影响，即环境污染。如大气环境污染、水环境污染、声环境污染和土壤污染等。二是造成资源短缺，即对自然资源的超额利用。如水资源短缺、土地沙化、森林锐减等。因此，所谓环境问题是指由于人类活动作用于人们周围的环境所引起的环境质量变化，以及这种变化反过来对人类的生产、生活和健康的影响问题。

环境保护就是要运用现代环境科学的理论和方法，在更好地利用自然资源的同时，深刻认识和掌握破坏和污染环境的根源和危害，有计划地保护环境，预防环境质量的恶化，控制环境污染，促进人类与环境协调发展。

10.7.2 地下工程环境保护内容

所有地下建筑，如地铁的建造、大楼地下室深基坑的开挖、各种隧道的修建以及各种地下管线的施工等，许多都在建筑物、道路和管线等基础设施高度密集的城市，这些地下工程的施工经常会引起地层

移动和地表沉降，同时也会造成地下水和孔隙水压发生变化，对道路、管线和附近建筑物造成一定的影响，严重时将导致道路沉陷、管线破裂、建筑物裂损甚至倒塌，造成重大的经济损失和恶劣的社会影响。

在地下工程开挖过程中，必然要改变围岩中地下水的循环系统。这种改变可能引起的环境问题主要有：水资源浪费和水资源的局部枯竭；加速围岩风化作用和侵蚀性地下水的形成；围岩中重金属元素或有害元素的活化迁移，使水资源水质下降和污染土壤。

地下工程施工时把产生的弃渣搬运到了地表，进入与人类生存直接相关的地表环境系统，由此可能引发以下三方面的环境问题：造成放射性污染；有害或有毒元素进入地表水循环系统，导致水质下降；弃渣淤塞河道或为泥石流提供物源。另外，由于修建地下工程，也会不同程度的破坏地表植被，影响动植物的生存环境。

总之，与地下工程修筑有关的环境病害既有直接的，也有间接的，见表 10-18 所示。能够及时引起人们关注的环境问题一般是直接的，如城市地下工程修筑中的地表沉降和施工弃渣引起的河道淤塞等，而滞后于施工的间接环境问题则往往被人们忽视。

表 10-18　地下工程修筑与环境病害关系

类型	引起的主要环境问题		工程实例或表现形式
直接病害	地表沉降、围岩承载能力下降		矿区采空区、交通隧道所经区段上部建筑物损毁或沉降
	地下水循环体系的改变	水资源浪费	山岭及城市隧道施工期间大量涌水
		水资源的局部枯竭	越岭隧道围岩中地下水位急剧降低
		围岩地下水位下降	矿区、山岭隧道、城区隧道围岩中地下水位急剧下降
	施工弃渣	淤塞河道	在峡谷中修筑傍山隧道或采矿
		弃渣有关的泥石流	在降雨季节性强，且雨量集中的地区
		放射性污染	40K、87Rb、147Sm、235U、232Th、176Lu、187Re 等引起污染
		有害元素污染	Cd、Hg、Pb、As、Be、Ba、Se、V、Cr、Ni 等引起污染
	围岩中有害气体释放		瓦斯爆炸、缺氧、窒息
间接病害	围岩及弃渣中有害元素污染水源和土壤		重金属(Cu、Pb、Zn、Cr、Ni)和有害非金属元素(As、Se、S、Hg)等引起的污染
	弃渣风化而形成侵蚀性地表水		侵蚀道路结构或地表建筑物
	围岩中侵蚀性地下水的形成		侵蚀地下工程支护体系，污染水源及土壤

综上所述，地下工程环境保护主要包括三方面的内容，首先是采取一切必要手段，坚决控制地层移动和地表沉降。为此，在地下工程设计时，要科学地估算周围地层的影响范围、变形大小，从而对地层变形范围内的邻近建筑物及设施的保护做出正确的决策和周密的安排；在地下工程施工时，要合理的安排施工方法和施工工艺，采取恰当的防治地层移动和地表沉降措施。

其次，妥善处理弃渣对环境的危害，切实做好地下工程对水土资源保护和控制水土污染问题。要根据地下工程的不同用途，深入细致地找出污染水土资源的一切物质和根源，制定切实可行的排污方式、方法和措施。设计、施工过程中要充分考虑这些废水的处理和废渣的倾倒场地，必要时可修建废水、弃渣的处理设施，避免侵占良田、淤塞河道。从环保的角度，可以考虑废物再利用的可能。

再次，最大限度地减少地下工程对自然植被的破坏。要根据地下工程的性质，能够利用的花草树木

就一定要利用,不破坏或少破坏地表植被,要深入研究地下工程的特点,从勘查、设计和施工诸角度去减少对自然植被的破坏。目前我国在隧道选线设计时就遵循“早进晚出”的原则,给我们提出了保护自然植被最好的理念。

10.7.3　地下工程环境保护意义

人类多年的生活实践证明,改造自然、发展生产,必须同时注意自然界的“报复”,时刻注意发展生产给包括人类在内的整个生态系统所带来的影响,而不能超过某一个限度。环境保护工作就是要明确这一限度,以政策、法律形式做出具体规定,并在人类生产活动中严格遵守,否则人类的生存环境就会遭到破坏。

自然资源的破坏,有的需要几十年,乃至上百年才能恢复,有的则不可逆转。近 2000 年来的统计发现,自然界已有 110 多种兽类、130 多种鸟类灭绝,其中有三分之一是近 50 年消亡的。目前全世界估计有 2.5 万种植物、1 000 多种脊椎动物正处于灭绝的边缘。

环境污染是对人类健康的严重威胁,不只是癌症,而且也会引起遗传变异、染色体畸变和遗传基因退化。这不仅是人类第二代、第三代的问题,严重时可能使人类的质量退化,贻害子孙后代,造成无可挽回的损失。

鉴于地下工程仍然存在破坏环境问题和造成环境污染,因此必须注重环境保护问题。我国现阶段仍处于发展中国家行列,地下工程方兴未艾,从现在开始严格执行我国环境保护法和相关的政策,是荫及子孙造福人类的大事,绝不能掉以轻心!

充分认识到地下工程建设和环境保护之间的关系是经济建设中的战略问题。作为工程技术人员要高瞻远瞩,既要有可持续建设和发展的观点,又要深刻认识保护环境的重要性,以期达到环境效果与经济效果的统一。在这方面,我们不仅要高度重视人类活动的消极影响——破坏和污染环境,而且要更重视人类活动的积极影响——改善和创造美好的环境。

10.7.4　地下工程环境保护方法

1. 控制地表沉降

控制地层位移和地表沉降可以采用积极保护法和工程本体保护法两种。积极保护法是指在施工前对地质和环境作深入的调查,提出减少地层位移和地表沉降的施工工艺和参数并根据经验和理论相结合的分析,预测地下工程施工时对周围环境的影响范围和程度。工程本体保护法是根据偏于安全的沉降估计,预先实施防止周围环境灾害性破坏的工程措施。工程本体保护法偏于安全和保险,适用于地质条件复杂、保护要求较高的地下工程,故一般应优先考虑较经济的积极保护法,必要时再考虑采用工程本体保护法。

积极保护法在施工前对地质和环境的调查主要包括:

(1) 工程地质条件,如岩土体的性质结构、初始地应力场、地温场、地下水等。对于岩石地下工程,还要调查岩石的风化程度、节理裂隙特征及组合规律等。

(2) 岩土体的物理、力学参数,包括密度、孔隙率、强度、变形模量等。

(3) 工程结构参数，如埋深、断面形式和尺寸、支护结构形式、支护材料、工程用途、服务年限等。

(4) 施工参数，如开挖方式、开挖顺序，支护形式、支护时间，防、堵、排水，工程监测与信息处理，作业方式与工程进度等。

工程本体保护法有隔断法、基础托换、地基加固、结构补强等，简介如下：

(1) 隔断法。在地下工程施工区与附近建筑物之间设置隔断墙以减少土体的水平位移和沉降量，避免由于工程施工导致建筑物产生破坏的工程保护方法称为隔断法。

上海地铁河南中路站总长 230.9m，标准段宽 22.64m，车站结构为双层三跨式矩形框架，基础埋深 17m。车站周边施工情况复杂，地下管线多，环境保护等级高，其中基坑南侧东海商都为特级环境保护。为保证东海商都免受地铁地墙开挖导致的地基沉降影响，地墙施工前先施工两排按特殊"∽"拱形布置的树根桩隔断墙，桩径 350mm，桩长 25.0m，内放钢筋笼，注入快硬双液浆(309 根)；拱脚间配合用砂浆配筋桩土体置换，桩径 110mm，桩长 12.0m，灌注水泥砂浆(63 根)，使成槽时坑外主动土压力和地面超载作用于树根桩并传到分幅处树根桩，以最大限度的减少成槽塌方和地表沉降，见图 10-19 所示。

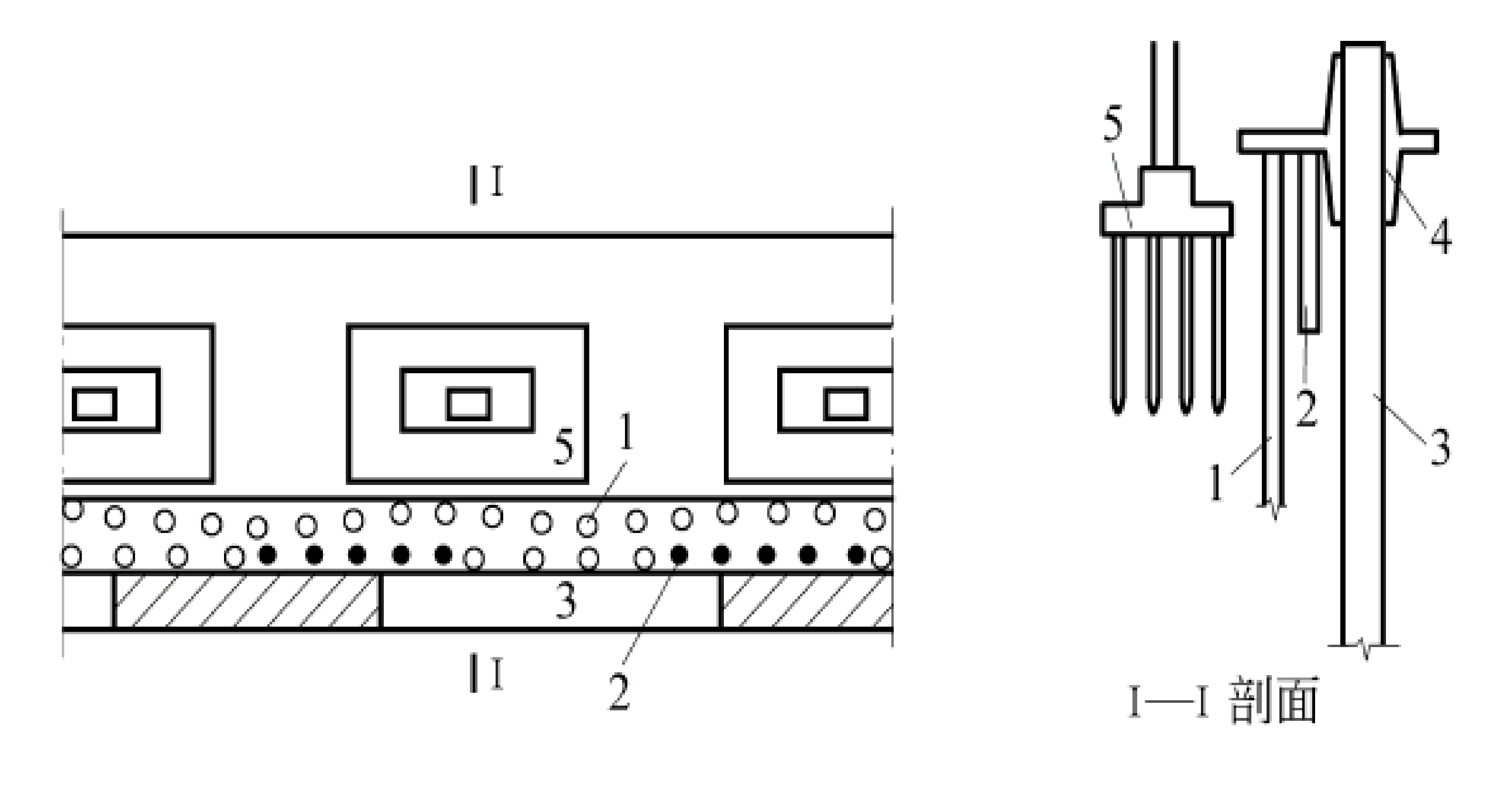


图 10-19 树根桩隔断墙示意图

1—树根桩；2—砂浆配筋桩；3—地墙槽段；4—高导墙；5—东海商都独立基础

(2) 基础托换法。基础托换法就是对建筑物基础用钻孔灌注桩或树根桩进行加固，将建筑物荷载传至深部刚度较大的地层，以减少基础沉降幅度的方法。加固施工前，要对加固基础的承载能力、适应不均匀沉降的限度作详细分析，以确定布桩设计。在加固施工过程中，要在严密跟踪、监测的条件下，根据控制地基的要求，采用合理的钻孔制桩程序及制桩材料的配比并考虑是否需要辅助注浆。

(3) 地基加固法。地基加固法特指注浆加固地基，通过对地基注入适当的注浆材料使土体得到加固，从而控制由于地下工程施工引起的土体松散、坍塌及地基变形和不均匀沉降，使地面建筑物免于遭受破坏。地基注浆法适宜用于保护独立条形基础的高层建筑，一般先将独立的基础用现浇的钢筋混凝土连接成筏式基础，筏式基础上留有注浆孔，在地下工程开挖中根据建筑物倾斜或沉降的观测值以合适的压力和流量向基础下及时进行双液分层快凝注浆，达到调整不均匀沉降或减少沉降的目的。

沪南变电所为一长 3m，高 16.3m 的三层钢筋混凝土框架结构大楼，是上海市中心的重要供电站，该大楼距离盾构法施工的隧道中心线约 6m，隧道顶部覆土厚度仅 6m 左右，为防止隧道施工引起的不均匀沉降对大楼的影响，采用了注浆加固地基处理(图 10-20)。在变电所四周布置了注浆孔(东、西、南、北分别布置 4 孔、5 孔、8 孔和 4 孔，孔深 5～11m，孔间距约 2m)，当盾构推进到该区域时，根据监测到的

沉降资料选定注浆孔，随时注入浆液。由于注浆工艺恰当，施工过程中变电所发生的最大倾斜位移50mm，并经注浆校正实际倾斜仅 20mm，建筑结构始终完好无损，确保了变电所的正常运行。

(4) 建筑物结构补强法。对建筑物本身进行加固，使其结构刚度加强以适应由于地表沉降引起的变形，也是地下工程施工时实现环境保护的有效方法。对建筑物结构本身进行加固的措施有多种，需要根据不同建筑物的特点加以选择。

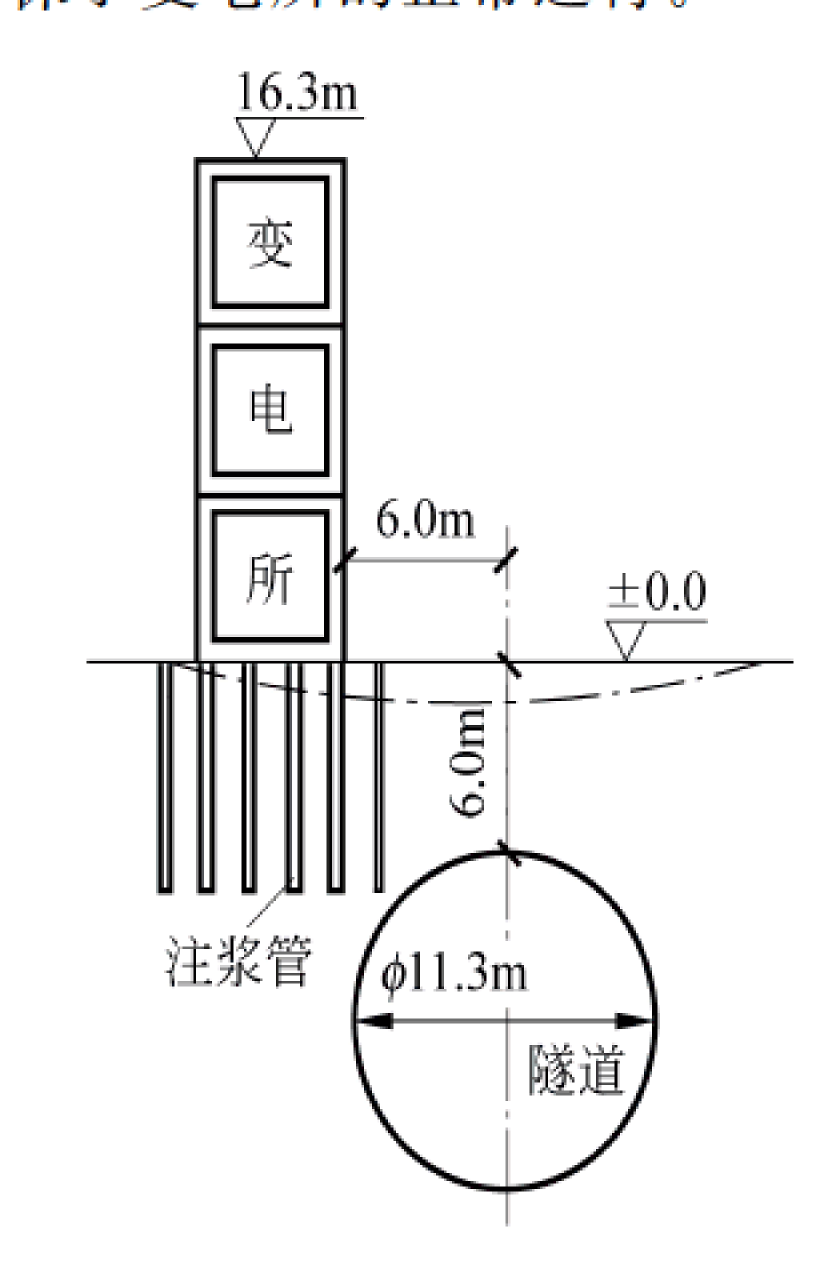


图 10-20 沪南变电站注浆加固示意图

2. 水土保护

开发地下空间，不可避免地会对地下水环境造成一定影响。一般地讲，地铁、水底交通隧道等大跨度的地下工程对地下水环境的影响可分为两类：一类为地下工程施工期间所产生的影响；另一类为地下工程建成后潜在的影响。相比而言，地下工程施工期间对地下水环境产生的影响是局部范围内的，在一个较长的时间内是能够得到缓解的，而地下工程在运营中对地下水环境的影响则是大范围的，在时间上有明显的滞后性，并且这种影响具有累积效应。

地下工程施工中为保证开挖面的稳定，往往需要人工降水。例如，在地下水较浅的地区进行深基坑开挖、用盾构法在饱和土体中施工隧道都需要进行大面积的人工降水。大面积的人工降水将导致地下水的“漏斗式”下降，使地下水的动力场和化学场发生变化，引起地下水中某些物理化学组分和微生物含量的变化，可能导致地下水的污染逐步加剧，水质恶化进而影响土质。地下工程施工中为提高土体的防渗性能和增强土体的强度所进行的化学注浆，可能引起地下水的化学污染；施工产生的废水（洞内漏水、洗刷水、排水）、废浆以及施工机械漏油等也将影响到地下水质和导致土壤污染。除此之外，地下工程施工时还应解决好如下三个环保问题：

(1) 水资源浪费和水资源的局部枯竭问题

在地下工程的不良地质地段施工过程中，主要的注意力往往集中在开挖与支护环节上。在不少山岭隧道施工中遇到涌水问题时，往往首先考虑如何减小涌水量，使开挖与支护顺利进行，而忽视了因大量涌水产生的水资源浪费和由此引发的围岩地下水位急剧降低，使地下工程周围的地表水源枯竭，从而严重影响当地居民的生活和生产。这样的实例在采矿工程和交通隧道施工中并不少见。如在我国著名的大瑶山隧道的修筑过程中，F9 断层带大量涌水并最终导致断层带附近一个村民组的生产及生活用水严重短缺。

除了地下水位较高的砂、砾石土体中和水下地下工程外，在地下工程的修筑过程中容易引发施工涌水和水资源局部枯竭的地质条件主要为：断层或围岩裂隙密集带；岩溶发育地区。这些区段预测的涌水量往往与开挖过程中的实际涌水量存在较大的差异，这可能是因为在施工期间，开挖作用往往改变了围岩中地下水的循环系统。此时，仍用勘测阶段的水文地质参数来确定涌水量一般会出现较大的偏差。因此，施工期间的超前预报是很重要的。

(2) 围岩风化作用和侵蚀性地下水的形成问题

地质体的风化作用受地球外动力地质作用的控制，作用的深度一般是有限的。在地下工程修筑之前，完整性较好的岩体内部的风化作用一般是微弱的。地下工程施工在一定程度上相当于使岩体的风

化作用向内部延伸。在岩体的化学及生物化学风化过程中，地下水的参与是必然的。岩体表面氧含量的增加和地下水循环系统的改变，使围岩中部分矿物不能稳定存在，如矿物相由还原态向氧化态转变，加速围岩的风化作用。如果在地下水比较丰富的围岩中存在能够引起形成侵蚀性地下水的矿物及其组合，则可能形成与地下工程施工之前岩体内部地下水性质差异很大的侵蚀性地下水。

侵蚀性地下水的类型与其产出的地质体的地球化学特征有关，从便于在勘测设计阶段应用的角度，划分为硫化物型、硫酸盐型、氯化物型、碳酸型、组合型等五种类型。至于各种类型的侵蚀性地下水的特点，以及产出的地质环境，请参考相关文献。

(3) 与弃渣有关的环境问题

地下工程施工时把岩土体内部的物质搬运到了地表，进入与人类生存直接相关的地表环境系统，形成弃渣，由此可能引发以下三方面的环境问题。

首先是放射性物质的危害，主要表现在放射性元素衰变产生的 α 射线和 β 射线具有很强的直接或间接引起人体内水分子电离的作用，产生的 OH 和 H 自由基能够破坏人体细胞组织。地下工程的弃渣中，含有 40K、87Rb、147Sm、235U、232Th、176Lu、187Re 等放射性元素，被搬运到地表无疑是一种污染源的扩大途径，必须引起高度重视。

其次是引起地表水水质下降。地下工程施工弃渣被人工搬运到地表，极易遭受风化。在风化过程中，弃渣中的有害或有毒元素较地下工程围岩更容易进入地表水循环系统，导致水质下降。同样，也可能使地表水具有侵蚀性。

再次，弃渣对土壤的污染。地下工程的弃渣在地表水的侵蚀下，将有毒、有害物质和元素带到土壤中，造成土壤污染。此外，弃渣还会造成泥石流等其他地质灾害。

根据地下工程自身的特点和目前普遍采用的动态设计原则，在勘测和施工期间对于硫化物含量较高和放射性元素含量较高的施工弃渣，可采用固体废物处理的方法进行妥善处置。如深层掩埋、高温焚烧或冶炼等。

3. 减少对自然植被的破坏

地下工程建设总会或多或少地造成对自然植被的破坏，除了在勘查、设计和施工过程中时刻注意减少对自然植被的破坏外，还应采取适当的补救办法，及时恢复自然植被，如在弃渣场地植树种草等。

复习思考题

(1) 简述几种井点降水方法的基本原理。

(2) 简述明挖与暗挖防水设防内容。

(3) 简述地下混凝土结构防水措施。

(4) 简述在地下工程施工中对地下水的保护措施。

(5) 地下工程环境保护的主要内容有哪些?

参 考 文 献

1. 贺少辉主编.地下工程.北京：清华大学出版社，北京交通大学出版社，2006
2. 李茜，付乐主编.简明地下结构设计施工资料集成.北京：中国电力出版社，2005
3. 李志业，曾艳华.地下结构设计原理与方法.成都：西南交通大学出版社，2003
4. 李世辉等著.隧道支护设计新论——典型类比分析法应用和理论.北京：科学出版社，1999
5. International Tunnelling Association，Tunnelling and Underground Space Technology，2000.15(3)：303～331
6. 周文波编著.盾构法隧道施工技术及应用.北京：中国建筑工业出版社，2004
7. 袁聚云，李镜培，楼晓明.基础工程设计原理.上海：同济大学出版社，2001
8. 龚维明，童小东等编著.地下结构工程.南京：东南大学出版社，2004
9. 马宝松，D. Stein，蒋国盛编著.顶管和微型隧道技术.北京：人民交通出版社，2004
10. 尉希成，周美玲编著.支挡结构设计手册(第二版).北京：中国建筑工业出版社，2004
11. 黄绍铭，高大钊主编.软土地基与地下工程(第二版).北京：中国建筑工业出版社，1999
12. 东南大学，天津大学，同济大学合编.混凝土结构设计原理(第三版).北京：中国建筑工业出版社，2005
13. E. Hoek，E. T. Brown. 岩石地下工程.北京：冶金工业出版社，1986
14. 马建秦，王小明.与地下工程修筑有关的几个环境问题.现代隧道技术，2002，39(8)：27～31
15. 李金湘.城市地下工程引起的环境工程地质问题.西部探矿工程，2006，119(3)：276～277
16. 史佩栋主编.城市地下工程与环境保护 大陆卷.北京：人民交通出版社，2002
17. 黄显智主编.环境保护实用教程.北京：化学工业出版社，2004
18. Tetsuro Esaki. *Underground Space Design and Practice*. www.ies.kyushu-u.ac.jp/～geo/lecture/underground2005/. 2005